



**ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE  
CHIMBORAZO**

**FACULTAD DE MECÁNICA  
ESCUELA DE INGENIERÍA MECÁNICA**

**“ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TÉCNICA  
ECONÓMICA DE LA CENTRAL  
HIDROELÉCTRICA ULPAN”**

**BETÚN MAYANZA ÁNGEL SAMUEL  
PAUCAR GUAMÁN MARIO RODRIGO**

**TESIS DE GRADO**

**Previa a la obtención del Título de:  
INGENIERO MECÁNICO**

**RIOBAMBA – ECUADOR**

**2013**

**ESPOCH**

**Facultad de Mecánica**

---

**CERTIFICADO DE APROBACIÓN DE TESIS**

---

**2012-10-18**

Yo recomiendo que la Tesis preparada por:

**ÁNGEL SAMUEL BETÚN MAYANZA**

---

Titulada:

**“ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TÉCNICA ECONÓMICA DE LA CENTRAL  
HIDROELÉCTRICA ULPAN”**

Sea aceptada como parcial complementación de los requerimientos para el Título de:

**INGENIERO MECÁNICO**

---

Ing. Geovanny Novillo A.

DECANO DE LA FAC. DE MECÁNICA

Nosotros coincidimos con esta recomendación:

---

Ing. Gilberto Zabala

DIRECTOR DE TESIS

---

Ing. Vicente Trujillo

ASESOR DE TESIS

## CERTIFICADO DE EXAMINACIÓN DE TESIS

**NOMBRE DEL ESTUDIANTE:** ÁNGEL SAMUEL BETÚN MAYANZA

**TÍTULO DE LA TESIS:** “ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TÉCNICA  
ECONÓMICA DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA ULPAN”

**Fecha de Examinación:** 2013-07-18

**RESULTADO DE LA EXAMINACIÓN:**

COMITÉ DE EXAMINACIÓN	APRUEBA	NO APRUEBA	FIRMA
Ing. Marco Santillán (PRESIDENTE TRIB. DEFENSA)			
Ing. Gilberto Zabala (DIRECTOR DE TESIS)			
Ing. Vicente Trujillo (ASESOR)			

\* Más que un voto de no aprobación es razón suficiente para la falla total.

**RECOMENDACIONES:** \_\_\_\_\_

El Presidente del Tribunal certifica que las condiciones de la defensa se han cumplido.

\_\_\_\_\_  
f) Presidente del Tribunal

**ESPOCH**  
**Facultad de Mecánica**

---

**CERTIFICADO DE APROBACIÓN DE TESIS**

---

2012-10-18

Yo recomiendo que la Tesis preparada por:

**MARIO RODRIGO PAUCAR GUAMÁN**

---

Titulada:

**“ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TÉCNICA ECONÓMICA DE LA CENTRAL  
HIDROELÉCTRICA ULPAN”**

Sea aceptada como parcial complementación de los requerimientos para el Título de:

**INGENIERO MECÁNICO**

---

Ing. Geovanny Novillo A.

DECANO DE LA FAC. DE MECÁNICA

Nosotros coincidimos con esta recomendación:

---

Ing. Gilberto Zabala

DIRECTOR DE TESIS

---

Ing. Vicente Trujillo

ASESOR DE TESIS

## CERTIFICADO DE EXAMINACIÓN DE TESIS

**NOMBRE DEL ESTUDIANTE:** MARIO RODRIGO PAUCAR GUAMÁN

**TÍTULO DE LA TESIS:** “ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TÉCNICA  
ECONÓMICA DE LA CENTRAL HIDROELÉCTRICA ULPAN”

**Fecha de Examinación:** 2013-07-18

**RESULTADO DE LA EXAMINACIÓN:**

COMITÉ DE EXAMINACIÓN	APRUEBA	NO APRUEBA	FIRMA
Ing. Marco Santillán (PRESIDENTE TRIB. DEFENSA)			
Ing. Gilberto Zabala (DIRECTOR DE TESIS)			
Ing. Vicente Trujillo (ASESOR)			

\* Más que un voto de no aprobación es razón suficiente para la falla total.

**RECOMENDACIONES:** \_\_\_\_\_

El Presidente del Tribunal certifica que las condiciones de la defensa se han cumplido.

\_\_\_\_\_  
f) Presidente del Tribunal

## **DERECHOS DE AUTORÍA**

El trabajo de grado que presentamos, es original y basado en el proceso de investigación y/o adaptación tecnológica establecido en la Facultad de Mecánica de la Escuela Superior Politécnica de Chimborazo. En tal virtud, los fundamentos teóricos - científicos y los resultados son de exclusiva responsabilidad de los autores. El patrimonio intelectual e industrial le pertenece a la Escuela Superior Politécnica de Chimborazo.

---

f) Ángel Samuel Betún Mayanza

---

f) Mario Rodrigo Paucar Guamán

## **DEDICATORIA**

A mi madre Petrona Mayanza, que está en el cielo quien es fuente de inspiración y fue el ejemplo de mi vida, a mi padre José Betún y a mis hermanos María, Vinicio, franklin a mi cuñada Lucrecia, a mi sobrina Valentina, quienes me brindaron su apoyo, bondad, respeto y dedicación hacia los demás.

A mis tíos y mis primos por el apoyo incondicional que me brindaron en todo momento.

A mis compañeros y amigos que han estado en esta carrera de aprendizaje, quienes son parte fundamental de mi vida estudiantil y de formación profesional.

A mis tutores, quienes me ayudaron para realizar este proyecto de investigación.

**Ángel Samuel Betún Mayanza.**

Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional. A mi madre Petrona Guamán, y padre Pedro Paucar, por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su cariño y apoyo incondicional sin importar nuestras diferencias de opiniones

A mi abuelita Petrona Avemañay, a quien quiero como a una madre, por compartir momentos significativos conmigo y por siempre estar dispuesta a escucharme y ayudarme en cualquier momento. A Pablo, porque te amo infinitamente hermanito. A mis compañeros, y tutores porque sin el equipo que formamos, no hubiéramos logrado esta meta.

**Mario Rodrigo Paucar Guamán.**

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a Dios, por darme la vida y en los momentos más difíciles brindarme su presencia aun sin merecerla, pues él es el único que me da fortaleza y sabiduría para afrontar todas las dificultades de la vida.

Agradezco a mi familia y las personas más cercanas, en especial a mi madrecita que siempre me apoyo incondicionalmente en los momentos más difíciles y sembró en mi los conocimientos de la vida para formarme como un hombre de bien para la sociedad, que hoy está en el cielo, quien es la fortaleza y fuente de inspiración para seguir adelante, a mi padre y a mis hermanos que siempre me apoyan y me guían para seguir en la lucha diaria.

A la Facultad de Mecánica de la ESPOCH y a cada uno de los profesores quienes contribuyeron con sus conocimientos que serán de gran utilidad en mi vida profesional y personal, a mis amigos y compañeros quienes han estado en todo, brindándome su apoyo incondicional.

**Ángel Samuel Betún Mayanza.**

Agradezco a Dios por protegerme durante todo mi camino y darme fuerzas para superar obstáculos y dificultades a lo largo de toda mi vida.

Agradezco también la confianza y el apoyo brindado por parte de mi madre, que sin duda alguna en el trayecto de mi vida me ha demostrado su amor, corrigiendo mis faltas y celebrando mis triunfos.

A mi hermano por ser un gran amigo para mí, que junto a sus ideas hemos pasado momentos inolvidables y uno de los seres más importantes en mi vida.

A mi padre, que siempre lo he sentido presente en mi vida y sé que está orgulloso de la persona en la cual me he convertido.

**Mario Rodrigo Paucar Guamán.**



## CONTENIDO

Pág.

### **1. INTRODUCCIÓN**

1.1	Antecedentes .....	1
1.2	Justificación .....	2
1.2.1	<i>Justificación técnica.</i> .....	2
1.2.2	<i>Justificación económica.</i> .....	2
1.2.3	<i>Justificación social.</i> .....	3
1.2.4	<i>Justificación ecológica.</i> .....	3
1.3	Objetivos .....	3
1.3.1	<i>Objetivo general.</i> .....	3
1.3.2	<i>Objetivos específicos.</i> .....	3

### **2. MARCO TEÓRICO**

2.1	Descripción del área del proyecto.....	4
2.1.1	<i>Localización geográfica y política de la zona del proyecto.</i> .....	4
2.1.2	<i>Área del cantón chambo.</i> .....	4
2.1.3	<i>Área de la provincia.</i> .....	4
2.1.4	<i>Población chambo.</i> .....	4
2.1.5	<i>Población de la provincia.</i> .....	5
2.1.6	<i>Características físicas, geográficas y ambientales del área del proyecto.</i> .....	6
2.1.7	<i>Topografía general del cantón chambo.</i> .....	6
2.2	Análisis bibliográfico sobre hidráulica y generación energética .....	7
2.2.1	<i>Captación.</i> .....	7
2.2.2	<i>Conducción.</i> .....	8
2.2.3	<i>Desarenador.</i> .....	9
2.2.4	<i>Tanque de presión o de carga.</i> .....	10
2.2.5	<i>Chimenea de equilibrio.</i> .....	11
2.2.6	<i>Tubería de presión.</i> .....	12
2.2.7	<i>Casa de máquinas.</i> .....	13
2.2.8	<i>Patio de transformadores.</i> .....	14
2.2.9	<i>Turbinas hidráulicas y su clasificación.</i> .....	14
2.2.9.1	<i>Según la variación de la presión estática a través del rodete</i> .....	14

2.2.9.2	<i>Según la dirección del flujo a través del rodete .....</i>	¡Error! Marcador no definido.
2.2.9.3	<i>Según el grado de admisión del rodete .....</i>	15
2.2.10	<i>Tipos de turbinas hidráulicas. ....</i>	15
2.2.10.1	<i>Turbinas de acción.....</i>	15
2.2.10.2	<i>Turbinas de reacción .....</i>	16
2.2.11	<i>Clasificación de las centrales hidroeléctricas.....</i>	16
2.2.11.1	<i>Según la potencia. ....</i>	16
2.2.11.2	<i>Según la altura de salto .....</i>	16
2.3	<i>Topografía.....</i>	17
2.3.1	<i>Puntos de enlace del gps. ....</i>	17
2.3.2	<i>Levantamiento topográfico. ....</i>	18
2.3.3	<i>Determinación de altura bruta. ....</i>	19
2.4	<i>Hidrología .....</i>	21
2.4.1	<i>Objetivos .....</i>	22
2.4.2	<i>Características de escurrimiento y red hidrográfica. ....</i>	22
2.4.3	<i>Climatología. ....</i>	22
2.4.3.1	<i>Distribución temporal y espacial de las lluvias intensas. ....</i>	22
2.4.3.2	<i>Características físicas de las cuencas de drenaje. ....</i>	24
2.4.4	<i>Caudales de diseño .....</i>	25
2.5	<i>Geología y geotecnia .....</i>	25
2.5.1	<i>Objetivos .....</i>	25
2.5.2	<i>Geología regional. ....</i>	25
2.5.3	<i>Geología local.....</i>	26
2.6	<i>Estudio ambiental .....</i>	27
2.6.1	<i>Objetivos y alcance del estudio de impacto ambiental.....</i>	27
2.6.1.1	<i>Introducción.....</i>	27
2.6.1.2	<i>Objetivo general. ....</i>	27
2.6.1.3	<i>Objetivos específicos.....</i>	27
2.6.1.4	<i>Área de influencia directa del proyecto .....</i>	27
2.6.1.5	<i>Alternativa para la construcción de la central hidroeléctrica ulpan. ....</i>	28
2.6.1.6	<i>Alcance .....</i>	28
2.6.2	<i>Marco legal e institucional .....</i>	29
2.6.2.1	<i>Marco legal y normativo para la protección del ambiente. ....</i>	29
2.6.2.2	<i>Marco institucional y procedimental para la administración del proceso. ....</i>	30

2.6.3	<i>Identificación y evaluación de impactos.</i>	31
2.6.3.1	<i>Impactos negativos</i>	31
2.6.4	<i>Metodología de evaluación de impactos</i>	35
2.6.4.1	<i>Actividades de gestión ambiental e instrumentación en la etapa previa.</i>	35
2.6.4.2	<i>Actividades de gestión ambiental e instrumentación en la etapa de construcción.</i>	35
2.6.5	<i>Plan de manejo ambiental.</i>	36
2.6.6	<i>Plan de prevención de impactos.</i>	36
2.6.7	<i>Plan de mitigación de impactos.</i>	36
2.6.8	<i>Plan de contingencia ambiental.</i>	37
2.6.9	<i>Riesgos y peligros contingentes.</i>	37
2.6.10	<i>Clasificación de las emergencias.</i>	38
2.6.11	<i>Implantación del plan de contingencias.</i>	38
<b>3.</b>	<b>CAPTACIÓN, CONDUCCIÓN Y DISEÑO DE OBRAS CIVILES</b>	
3.1	Obra de captación	39
3.1.1	<i>Captación no convencional bocatoma, desripiador.</i>	39
3.1.1.1	<i>Presa o azud.</i>	39
3.1.1.2	<i>Rejilla de admisión.</i>	57
3.1.1.3	<i>Canal colector.</i>	62
3.1.1.4	<i>Desripiador.</i>	65
3.1.1.5	<i>Compuerta de lavado del desripiador.</i>	68
3.1.1.6	<i>Transición.</i>	70
3.2	Conducción	71
3.2.1	<i>Túneles.</i>	71
3.2.1.1	<i>Diseño de túnel.</i>	71
3.2.2	Canales de conducción	76
3.2.2	<i>Diseño del canal trapezoidal.</i>	77
3.2.2.2	<i>Diseño del canal rectangular.</i>	79
3.3	Desarenador	85
3.4	Tanque de carga o presión	90
3.4.1	<i>Cálculo de las paredes del tanque.</i>	95
3.4.2	<i>Distancia entre las rejillas.</i>	96
3.5	Tubería de presión	97

3.5.1	<i>Diseño de tubería de presión.</i>	97
3.5.2	<i>Pérdidas en la tubería por fricción.</i>	98
3.5.3	<i>Cálculo de pérdidas secundarias o por turbulencia.</i>	99
3.5.3.1	<i>Cálculo de la pérdida en la rejilla.</i>	99
3.5.3.2	<i>Cálculo de pérdidas en la entrada de la tubería.</i>	100
3.5.3.3	<i>Cálculo de pérdidas en codos.</i>	101
3.5.4	<i>Pérdidas totales.</i>	102
3.5.5	<i>Cálculo del porcentaje de pérdidas.</i>	102
3.5.6	<i>Cálculo del espesor de la tubería.</i>	103
3.6	<i>Cálculo de tensiones en la tubería de presión.</i>	104
3.6.1	<i>Tensión tangencial ejercida por el golpe de ariete.</i>	105
3.6.2	<i>Tensión longitudinal debido a la variación de temperatura.</i>	106
3.6.3	<i>Tensión longitudinal debida a la presión hidrostática, con la válvula cerrada.</i>	106
3.6.4	<i>Tensión de flexión entre apoyos debido al peso propio de la tubería y al peso del agua.</i>	107
3.6.5	<i>Cálculo de la longitud máxima admisible entre apoyos de la tubería de presión.</i>	108
3.6.6	<i>Determinación de la longitud entre apoyo.</i>	108
3.6.7	<i>Tensión longitudinal por variación de pendiente.</i>	110
3.6.8	<i>Cálculo de esfuerzo equivalente.</i>	111
3.6.9	<i>Cálculo del coeficiente de seguridad para la tubería de presión.</i>	112
3.6.10	<i>Análisis y selección final de tubería de presión.</i>	113
3.7	<i>Chimenea de equilibrio o almenara.</i>	115
3.8	<i>Diseño del sistema de apoyos.</i>	119
3.8.1	<i>Diseño de bloques de apoyo.</i>	119
3.8.2	<i>Fuerzas actuantes sobre los apoyos.</i>	122
3.8.2.1	<i>Fuerzas sobre los apoyos.</i>	122
3.8.2.2	<i>Fuerza por el peso de apoyo gs.</i>	123
3.8.3	<i>Estabilidad del apoyo.</i>	124
3.8.4	<i>Condición de resistencia del terreno.</i>	126
3.8.4.1	<i>Cálculo de la tensión a la compresión del apoyo.</i>	126
3.8.4.2	<i>Cálculo de la tensión a la tracción.</i>	126
3.9	<i>Diseño de bloques de anclaje.</i>	127
3.9.1	<i>Dimensionamiento del anclaje.</i>	128

3.9.2	<i>Fuerzas sobre los anclajes .....</i>	<b>131</b>
3.9.2.1	<i>Cálculo de la componente del peso de la tubería y el agua perpendicular.....</i>	<b>131</b>
3.9.2.2	<i>Cálculo de la fuerza de fricción entre la tubería sobre los soportes.....</i>	<b>132</b>
3.9.2.3	<i>Cálculo de la fuerza de presión. ....</i>	<b>133</b>
3.9.2.4	<i>Cálculo de la componente del peso de la tubería paralela a ella .....</i>	<b>134</b>
3.9.2.5	<i>Cálculo de la tensión generada térmicamente .....</i>	<b>135</b>
3.9.2.6	<i>Cálculo de la fuerza de fricción dentro de una junta de dilatación .....</i>	<b>135</b>
3.9.2.7	<i>Cálculo de la fuerza debido a la presión hidrostática dentro de las juntas de expansión.....</i>	<b>136</b>
3.9.2.8	<i>Cálculo de fuerzas resultantes en los anclajes. ....</i>	<b>138</b>
3.9.3	<i>Condiciones de estabilidad. ....</i>	<b>138</b>
3.10	<i>Casa de máquinas.....</i>	<b>141</b>

#### **4. CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS TÉCNICOS Y SELECCIÓN DE EQUIPOS**

4.1	<i>Parámetros fundamentales de diseño .....</i>	<b>143</b>
4.2	<i>Altura o salto neto .....</i>	<b>144</b>
4.3	<i>Potencia y eficiencia de la turbina .....</i>	<b>144</b>
4.4	<i>Selección de las máquinas hidráulicas .....</i>	<b>145</b>
4.4.1	<i>Selección del tipo de turbina en coordinación con los fabricantes.....</i>	<b>145</b>
4.4.2	<i>Selección del tipo de turbina en base a su velocidad específica. ....</i>	<b>146</b>
4.5	<i>Cálculo de la potencia eléctrica .....</i>	<b>148</b>
4.6	<i>Diseño hidráulico de la turbina .....</i>	<b>148</b>
4.6.1	<i>Geometría del inyector. ....</i>	<b>148</b>
4.6.2	<i>Velocidad del chorro a la salida del inyector. ....</i>	<b>149</b>
4.6.3	<i>Diámetro del chorro. ....</i>	<b>150</b>
4.6.4	<i>Diámetro pelton. ....</i>	<b>150</b>
4.6.5	<i>Relación D/d para el chorro .....</i>	<b>151</b>
4.6.6	<i>Velocidad específica.....</i>	<b>151</b>
4.6.7	<i>Número de alabes .....</i>	<b>151</b>
4.6.8	<i>Altura mínima de montaje .....</i>	<b>151</b>
4.6.9	<i>Dimensiones básicas de la cuchara. ....</i>	<b>151</b>
4.6.10	<i>Especificaciones del equipo electromecánico .....</i>	<b>152</b>
4.6.10.1	<i>Grupo turbina generador.....</i>	<b>152</b>

4.7	Esquema del grupo de generación seleccionada.....	153
<b>5.</b>	<b>ANÁLISIS ECONÓMICO DEL PROYECTO</b>	
5.1	Análisis económico.....	154
5.1.1.1	<i>Costos de obras civiles.</i> .....	154
5.1.1.2	<i>Costos de tubería de presión.</i> .....	157
5.1.1.3	<i>Costos de equipos electromecánicos.</i> .....	157
5.2	Costos de mantenimiento.....	158
5.2.1	<i>Costos de operación mensual.</i> .....	158
5.2.2	<i>Costos de mantenimiento anual.</i> .....	158
5.3	Beneficios .....	160
5.3.1	<i>Cálculo de la venta de energía.</i> .....	160
5.4	Valor de la depreciación .....	160
5.5	Elaboración del cuadro flujo de caja.....	162
5.5.1	<i>Cálculo del flujo de caja interna</i> .....	162
5.6	Parámetros de evaluación económica .....	163
5.6.1	<i>Cálculo de la relación beneficio – costo.</i> .....	163
5.6.2	<i>Cálculo del valor actual neto.</i> .....	164
5.6.3	<i>Cálculo de la tasa interna de retorno.</i> .....	165
5.7	Cálculo del tiempo de la recuperación de la inversión .....	166
<b>6.</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b>	
6.1	Conclusiones.....	167
6.2	Recomendaciones .....	168

## **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

### **BIBLIOGRAFÍA**

### **LINKOGRAFÍA**

### **ANEXOS**

### **PLANOS**

## LISTA DE TABLAS

Pág.

1	Porcentaje de población masculina y femenina.....	5
2	Porcentaje de habitantes en la zona urbana y rural.....	5
3	Cantones que conforman la provincia de chimborazo y la población de cada cantón.....	6
4	Clasificación de pch según potencia instalada.....	16
5	Clasificación de pch según la caída.....	16
6	Ubicación de la bocatoma.....	17
7	Ubicación del desarenador.....	17
8	Ubicación del tanque de presión.....	17
9	Puntos de gps de la ubicación de la tubería de conducción.....	18
10	Coordenadas de gps de lugares de relevancia de central hidroeléctrica ulpan.....	18
11	Intensidades de las lluvias en el rio ulpan.....	23
12	Precipitaciones respectivas calculadas en tiempo.....	23
13	Características de la cuenca de drenaje.....	24
14	Coordenadas del perfil de creager.....	42
15	Valor de x de acuerdo al ángulo de inclinación de la rejilla.....	60
16	Valores de ancho del vertedero y longitud de rejilla de acuerdo al caudal.....	61
17	Valores calculados para diferentes anchos de vertedero.....	62
18	Información de los tramos de conducción por túnel.....	75
19	Dimensiones principales del aliviadero.....	84
20	Velocidad del agua con fluye en cada diámetro de tubería.....	98
21	Pérdidas primarias para diferentes diámetros de tubería.....	99
22	Pérdidas en rejilla.....	100
23	Pérdidas en rejilla con coeficiente menor.....	100
24	Pérdida a la entrada de la tubería.....	101
25	Valores de pérdidas por turbulencia para cada accesorio en cada tramo.....	101
26	Valores de pérdidas por turbulencia para cada accesorio.....	102
27	Cálculo de pérdidas totales en los distintos diámetros de tubería.....	102
28	Porcentaje de pérdidas.....	103
29	Espesores mínimos de tubería para los diferentes diámetros.....	104
30	Esfuerzo ejercida por golpe de ariete.....	106
31	Esfuerzos longitudinales por variación de temperatura.....	106
32	Esfuerzo longitudinal por presión hidrostático.....	107
33	Longitud entre apoyos, longitud máxima admisible y momento resistente.....	109

34	Tensión longitudinal por flexión en cada tramo y para diferentes diámetros.....	110
35	Tensión longitudinal por variación de la pendiente.....	111
36	Esfuerzos longitudinales por variación entre apoyos para cada tramo.....	112
37	Coeficiente de seguridad para la tubería de presión.....	113
38	Dimensiones de la chimenea de equilibrio.....	117
39	Altura mínima de la chimenea de equilibrio.....	119
40	Dimensiones principales de los apoyos según el tramo.....	122
41	Fuerzas actuantes en los apoyos para cada tramo.....	124
42	Análisis de la estabilidad en cada tramo.....	124
43	Condición de estabilidad.....	125
44	Esfuerzos de los apoyos y condiciones de resistencia.....	127
45	Dimensiones generales de los anclajes.....	131
46	Fuerzas actuantes en los anclajes aguas arriba.....	137
47	Fuerzas actuantes en los anclajes aguas abajo.....	137
48	Fuerzas resultantes actuantes en los anclajes.....	138
49	Primera condición de estabilidad.....	139
50	Segunda condición de estabilidad.....	140
51	Tercera condición de estabilidad.....	141
52	Rango de aplicación de turbinas hidráulicas.....	147
53	Especificaciones técnicas de la turbina generador.....	153
54	Costos de las obras civiles.....	154
55	Costos del túnel y canal de conducción.....	155
56	Costos del desarenador.....	155
57	Costos del tanque de carga.....	156
58	Costos de la casa de máquina.....	156
59	Costos de tubería de presión.....	157
60	Costos de equipo electromecánico.....	157
61	Costo total de inversión para la central hidroeléctrica ulpan.....	158
62	Costos de operación mensual.....	158
63	Costos de mantenimiento anual.....	159
64	Costos de herramientas.....	159
65	Cálculo del flujo de caja interna proyectada para cada año de funcionamiento.....	162
66	Cálculo relación beneficio – costo.....	163
67	Cálculo del valor actual neto.....	165



## LISTA DE FIGURAS

		Pag.
<b>1</b>	Sistema de captación por derivación .....	<b>8</b>
<b>2</b>	Esquema de un desarenador .....	<b>10</b>
<b>3</b>	Tanque de presión .....	<b>11</b>
<b>4</b>	Formas comunes de chimeneas de equilibrio .....	<b>12</b>
<b>5</b>	Componentes de una tubería de presión .....	<b>13</b>
<b>6</b>	Casa de máquinas .....	<b>14</b>
<b>7</b>	Partes de una turbina pelton de eje horizontal, con dos inyectores .....	<b>15</b>
<b>8</b>	Vista superior del lugar de la obra.....	<b>20</b>
<b>9</b>	Vista frontal del lugar de la obra.....	<b>20</b>
<b>10</b>	Vista lateral del lugar de la obra .....	<b>21</b>
<b>11</b>	Curvas de intensidades de lluvia del río ulpan .....	<b>24</b>
<b>12</b>	Esquema de presa o azud .....	<b>40</b>
<b>13</b>	Coordenadas del perfil de creager para la carga energética calculada .....	<b>43</b>
<b>14</b>	Dimensiones del azud.....	<b>46</b>
<b>15</b>	Profundidad de protección al final del zampeado .....	<b>48</b>
<b>16</b>	Dimensiones del azud.....	<b>49</b>
<b>17</b>	Fuerzas actuantes sobre el azud .....	<b>51</b>
<b>18</b>	Medidas a tomar en cuenta en los barrotes de la rejilla .....	<b>59</b>
<b>19</b>	Dimensiones principales de la rejilla .....	<b>62</b>
<b>20</b>	Dimensiones de la cámara colectora .....	<b>63</b>
<b>21</b>	Dimensiones de la cámara colectora vista lateral.....	<b>63</b>
<b>22</b>	Dimensiones de la galería vista frontal.....	<b>65</b>
<b>23</b>	Curso del caudal por la compuerta .....	<b>69</b>
<b>24</b>	Transición.....	<b>70</b>
<b>25</b>	Esquema de un túnel de sección tipo baúl.....	<b>72</b>
<b>26</b>	Canal abierto de conducción .....	<b>76</b>
<b>27</b>	Esquema de un aliviadero en un canal abierto .....	<b>83</b>
<b>28</b>	Esquema de un desarenador.....	<b>85</b>
<b>29</b>	Esquema de un tanque de presión .....	<b>91</b>
<b>30</b>	Cámara de presión .....	<b>95</b>
<b>31</b>	Rejilla en la cámara de carga.....	<b>96</b>

32	Tubería de presión y apoyos .....	105
33	Esquema de tubería de presión .....	109
34	Esquema de la chimenea de equilibrio o almenara.....	115
35	Sistema de apoyos y anclajes de una tubería de presión .....	119
36	Dimensiones principales de un apoyo .....	120
37	Tensiones de un apoyo .....	120
38	Esquema general de un anclaje .....	127
39	Ángulo de la tubería en el plano lateral del anclaje .....	128
40	Vista lateral y dimensiones de un anclaje.....	128
41	Esquema isométrico de un anclaje.....	130
42	Componentes de las fuerzas de peso .....	132
43	Fuerzas longitudinales .....	133
44	Esquema de la fuerza F3 .....	133
45	Esquema de la fuerza F4 .....	134
46	Esquema de la fuerza F5 .....	135
47	Fuerza debido a la fricción dentro de una junta de expansión f6 .....	135
48	Fuerza debido a la presión hidrostática dentro de una junta .....	136
49	Diagrama de las fuerzas que actúan en un anclaje .....	137
50	Área necesaria para la casa de máquinas de una central hidráulica .....	142
51	Esquema del conjunto electromecánico de la central.....	143
52	Esquema de una pequeña central hidroeléctrica .....	144
53	Ábaco para selección del tipo de turbinas .....	146
54	Esquema del inyector de la turbina Pelton .....	149
55	Tobera de la turbina pelton.....	150
56	Dimensiones básicas de una turbina Pelton .....	152
57	Esquema de turbina Pelton .....	153
58	Cálculo del Tir.....	166

## SIMBOLOGÍA

$\beta$	Ángulo de inclinación de la rejilla de captación.	°
$\lambda$	Coefficiente de pérdidas por fricción en la tubería de presión.	
$\mu$	Coefficiente de derrame de la rejilla de captación.	
$\chi$	Coefficiente de inclinación de la rejilla.	
$a$	Apertura o espaciamiento entre las barras de la rejilla de captación.	m
$a_2$	Altura en el tanque de presión equivalente al diámetro de la tubería de presión.	m
$a_3$	Altura para que no se genere cavitación creado por el flujo del caudal.	m
$a_4$	Altura en el tanque de presión que ayuda a evitar el golpe de ariete.	m
$a_c$	Apertura de la compuerta de lavado del desripiador.	m
$a_m$	Ancho del muro de contención.	m
$b$	Ancho total del vertedero de la captación.	m
$b'$	Ancho total de la toma de agua incluida la rejilla	m
$b''$	Longitud del canal colector.	m
$b_1$	Ancho de la toma de agua.	m
$b_2$	Ancho del vertedero del desripiador.	m
$b_c$	Ancho de la compuerta de lavado del desripiador.	m
$b_s$	Ancho de la solera para el desripiador.	m
$b_t$	Ancho del túnel.	m
$b_v$	Ancho del vertedero en el tanque de presión.	m
$b_{TP}$	Ancho del tanque de presión.	m
$d_m$	Diámetro medio de las partículas existentes en el río.	mm
$c$	Coefficiente de contracción para captación.	
$d$	Distancia entre ejes de las barras de captación.	cm
$d_c$	Calado para el desripiador.	m
$e_z$	Altura del diente del zampeado.	m
$e_t$	Espesor de tubería.	mm
$e'$	Excentricidad.	m

$e$	Espesor de las barras para la rejilla de captación.	cm
$e_d$	Coeficiente para diseño de la compuerta de lavado del desripiador.	
$f_s$	Factor de seguridad.	
$g$	Aceleración de la gravedad.	m/s <sup>2</sup>
$h$	Altura del agua sobre la cresta del vertedero.	m
$h_e$	Carga energética.	m
$h_m$	Altura del muro.	m
$h_{TOTAL}$	Pérdidas totales en la tubería	m
$h_1$	Altura del azud aguas arriba.	m
$h_2$	Profundidad del azud aguas abajo.	m
$h_{2c}$	Altura total del tanque de presión.	m
$h_{2d}$	Altura del agua en el tanque de presión para el arranque.	m
$h_{2e}$	Altura al nivel máximo en el tanque de presión.	m
$h_{2e}$	Sumatoria de alturas del tanque de presión para comprobación de diseño.	m
$h_{fric}$	Pérdida por fricción en la tubería.	m
$h_o$	Nivel mínimo de las aguas en el río.	m
$h_p$	Altura correspondiente a la pendiente del canal colector.	m
$h_s$	Altura por efecto del golpe de ariete en el tanque de presión.	m
$h_t$	Pérdida por turbulencia en la tubería.	m
$h_v$	Altura de la lámina de agua tomada en el vertedero.	m
$j_c$	Pendiente del canal del desripiador.	
$k$	Constante que se determina en función del tipo de material de tubería de presión.	
$m$	Talud de las paredes para el desripiador.	
$n_r$	Coeficiente de rugosidad para el desripiador.	
$p$	Altura del agua al final del canal para la captación aumentada 50%.	m
$s$	Coeficiente de corrección de sumersión para el desripiador.	
$t_d$	Tiempo de decantación del desarenador.	s

$t_s$	Tiempo de sedimentación del desarenador.	s
$V_d$	Velocidad del agua en el desripiador.	m/s
$\gamma_t$	Peso específico de la tubería.	kgf/m <sup>3</sup>
$\gamma_w$	Peso específico del agua.	kgf/m <sup>3</sup>
$\delta te$	Tensión longitudinal por variación de temperatura.	kgf
$\delta tl$	Tensión longitudinal por la presión hidrostática.	kgf
$\delta f$	Tensión longitudinal por flexión entre apoyos.	kgf
$\delta j$	Tensión longitudinal por variación de pendiente	kgf
$\delta eq$	Esfuerzo equivalente.	kgf
$\delta ad$	Esfuerzo admisible del material	kgf
$A_t$	Ancho total del túnel.	m
$A_d$	Área de diseño del desripiador.	m <sup>2</sup>
$A_{exc}$	Área de excavación del túnel.	m <sup>2</sup>
$A_{int}$	Área interno del túnel.	m <sup>2</sup>
$A_c$	Sección transversal de la almenara.	m <sup>2</sup>
$B$	Ancho del canal colector para la captación.	m
$D$	Diámetro de la tubería de presión.	cm
$D_{TP}$	Diámetro teórico de la tubería de presión para el diseño del tanque de presión.	cm
$E_R$	Coeficiente de pérdidas en función de las rejillas.	
$E_E$	Coeficiente de pérdidas a la entrada.	
$G_{at}$	Peso del agua más la tubería.	kg
$G_s$	Peso del apoyo/anclaje.	kg
$H_N$	Altura neta de la C.H.	m
$H_1$	Altura inicial del agua en el canal colector.	m
$H_2$	Altura de agua al final del canal de captación.	m
$H_o$	Carga sobre el azud.	m
$H_B$	Altura bruta de la C.H.	m
$H_e$	Altura total del agua del río aguas arriba.	m
$H_c$	Altura de la almenara.	m

$K$	Constante para diseño de la compuerta de lavado del desripiador.	
$K_q$	Constante de relación en el túnel de conducción.	
$K_j$	Factor de junta.	
$K_c$	Factor por corrosión.	
$L_z$	Longitud del zampeado.	m
$L$	Longitud de la rejilla para la captación.	m
$L_2$	Longitud del tanque de presión.	m
$L'$	Longitud de la rejilla para la captación incrementada en 20%.	m
$L_d$	Longitud del desripiador.	m
$L_t$	Longitud de transición.	m
$L_s$	Longitud entre apoyos.	m
$L_{TP}$	Longitud de la tubería de presión.	m
$M$	Constante para diseño del Azud.	
$M_y$	Momento de región.	Nm
$\bar{x}$	Centro de gravedad.	m
$N$	Número de espacios entre los barrotes para la captación incluido los soportes.	
$P$	Perímetro mojado.	m
$P_c$	Profundidad del agua o colchón de agua.	m
$Q$	Caudal de captación.	m <sup>3</sup> /s
$Q^c$	Caudal en épocas de avenida o de crecida.	m <sup>3</sup> /s
$Q_d$	Caudal de diseño.	m <sup>3</sup> /s
$Q_v$	Caudal de vertedero.	m <sup>3</sup> /s
$Q_{scd}$	Caudal que sale por la compuerta de lavado del desripiador.	m <sup>3</sup> /s
$Q_{TP}$	Caudal para el diseño del tanque de presión.	m <sup>3</sup> /s
$R$	Radio hidráulico.	m
$S$	Altura de seguridad del túnel.	m
$V_1$	Velocidad dentro de la tubería de presión.	m/s
$V_{1C}$	Velocidad dentro de la tubería de conducción	m/s

$V_2$	Velocidad media en el tanque de presión	m/s
$V_c$	Velocidad crítica del agua en el canal de captación.	m/s
$V_{CR}$	Velocidad en el canal rectangular.	m/s
$V_{CT}$	Velocidad en el canal trapezoidal.	m/s
$V_f$	Velocidad final del agua en el canal colector	m/s
$W$	Peso del azud.	N/m
$Y_1$	Altura del umbral sobre el fondo del río para el desripiador.	m
$Y_2$	Elevación de la cresta sobre el fondo (altura del desripiador).	m
$Y_c$	Profundidad crítica del canal colector para la captación.	m
$Z$	Diferencia de elevación de las superficies de aguas arriba y debajo de la cresta.	m
$Zd'$	Factor de pérdida de presión por efecto del golpe de ariete.	

## LISTA DE ABREVIACIONES

INEC	Instituto Nacional de Estadísticas y Censos de Ecuador.
MCH	Micro Central Hidroeléctrica.
OLADE	Organización Latinoamericana de Energía.
GAD	Gobierno Autónomo Descentralizado.
EIA	Estudio de Impacto Ambiental.
EIAD	Estudio de Impacto Ambiental Definitivo.
INECEL	Instituto Ecuatoriano de Electrificación.
CIBV	Centro Infantil del Buen Vivir.
ITDG	Intermediate Technology Development Group.
INAMHI	Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología.
LT	Línea de Transmisión.
RD	Red de Distribución.
MRT	Monofásica con Retorno a Tierra.
TIR	Tasa Interna de Retorno.
VAN	Valor Actual Neto.



## LISTA DE ANEXOS

A	Coordenadas de perfil creager - ofizeroff para $h_o$
B	Valores de $m$ recomendados para distintas clases de suelo
C	Características hidráulicas de túneles tipo baúl para distintos calados
D	Coeficiente de derrame para diferentes perfiles de barra
E	Distancia entre barras
F	Coeficiente $e_d$ dado en función de $a_c / H_d$
G	Coeficiente $n_{CR}$ dependiendo del tipo de material
H	Límites de velocidad del agua en el canal según el tipo de suelo
I	Coeficiente $M$ según la cresta del vertedero
J	Valores de rugosidad absoluta $k$ en mm
K	Pérdidas en la rejilla por fricción
L	Coeficiente de pérdidas $\xi_E$ en la entrada de la tubería
M	Valores de pérdidas para cada accesorios
N	Propiedades físicas de materiales para tuberías
O	Velocidad de propagación de onda de presión
P	Tensiones de compresión
Q	Coeficiente de rozamiento $\mu$ a (3)
R	Coeficiente de fricción $\varphi$ entre el concreto y el suelo
S	Proceso de sedimentación
T	Velocidades de sedimentación
U	Características principales de las turbinas hidráulicas
V	Especificaciones de equipo electromecánico proporcionadas por el fabricante
W	Cotización de tubería de presión enviado por el proveedor
X	Cotización de codos enviados por el proveedor
Y	Cotización de la válvula compuerta y mariposa
Z	Factor de valor actual
AA	Díámetro y espesor de la tubería
BB	Informe de caudales del río Ulpan
CC	Espesor nominal para categorías de presión normales de tuberías de hierro dúctil
DD	Esfuerzos admisibles para el acero ASTM A53

## RESUMEN

Este trabajo comprende el Estudio de Factibilidad Técnica Económica de la Central Hidroeléctrica Ulpan.

La necesidad, en la actualidad de remplazar la generación eléctrica producida con energía convencional, hace necesario buscar recursos naturales hídricos con que cuenta el Ecuador, que den solución a los problemas para cuidar a nuestro medio ambiente con la creación de energías limpias y cubra las necesidades de energía eléctrica de las comunidades cercanas del cantón Chambo, con el menor impacto ambiental de la zona.

Este trabajo comprende un estudio técnico que permite realizar el diseño de las obras civiles con todas sus dimensiones y los materiales a utilizar en cada una de las obras de la central hidroeléctrica, en el diseño de las obras hidráulicas se ha determinado la altura neta, caudal de diseño, velocidad del rodete, selección de la turbina – generador, potencias y rendimientos, tipo de túnel de conducción, tubería de presión y accesorios.

El diseño de obras civiles corresponde al dimensionamiento de la bocatoma, desripador, desarenador, transición, canal de conducción, túnel de conducción, tanque de presión, anclajes, apoyos y casa de máquinas. Mediante cálculos eléctricos se seleccionó el generador.

El costo final de la Central Hidroeléctrica Ulpan es de 3 444 460,99 USD, con un periodo de recuperación de 4,5 años.

Las especificaciones técnicas de la central son:

Caudal:  $0,8 \text{ m}^3/\text{s}$ ; Altura: 440 m; Número de revoluciones: 900 rpm; Potencia neta: 3000.06 kw

## **ABSTRACT**

This research is a Technical and Economic Study of Feasibility for Ulpan Hydroelectric Plant.

The requirement is to replace the electricity generation produced with conventional energy, being necessary to look for hydric resources that Ecuador has, and those that could give a solution to the problems through creating clean energies and protecting our environment; covering the necessities of electric energy to the communities located close to Chambo City, with the less impact as it will be possible in the area.

This research includes a technique Study that permits to elaborate the design of the civil works with all sizes and level of construction and materials that are going to be used in every work of the hydroelectric plant; for the hydraulic works design, it was determined the net positive suction head, design flow, speed impeller, selection of turbine - generator, outputs and yields, type of drive tunnel, pressure piping and accessories.

The design of civil works deals to the sizing of the intake, decantation chamber, desander, transition, spillway channel, tunnel spillway, pressure tanks, anchorages, pipe supports and machine room. Through electrical calculation was selected the generator.

The final cost of Ulpan Hydroelectric Plant is 3 444 460,99 USD, and an investment Recovery Period (IRP) of 4,5 years.

The technical specifications for the Hydroelectric Plant are:

Flow:  $0,8 \text{ m}^3/\text{s}$ ; height: 440 m; revolutions per minute speed: 900rpm; Power output: 3000.06 kw

## **CAPÍTULO I**

### **1. INTRODUCCIÓN**

#### **1.1 Antecedentes**

La hidroelectricidad tuvo mucha importancia durante la revolución industrial, ya que impulsó la industria de textiles y de cuero.

La primera central hidroeléctrica se construyó en 1880 en Northumberland, Gran Bretaña.

El renacimiento de la energía hídrica se produjo con el desarrollo del generador eléctrico, seguido de la turbina hidráulica y debido al aumento de la demanda de electricidad a principios del siglo XX, en 1920 las centrales hidroeléctricas generaban ya una parte de la producción total de la electricidad.

A principios del siglo XX, se desarrolló y perfeccionó las turbinas modernas de tipo Pelton, Francis, Kaplan, Michel Banki y Turgo, las mismas que fueron proliferadas en Europa; siendo principalmente las centrales hidroeléctrica "pequeñas" con capacidades instaladas con varias decenas o centenas de Kw.

Las aplicaciones hidráulicas en miniatura son muy comunes en todo el mundo; siendo los más destacados en: China, Nepal y Sri Lanka, Indonesia etc. A partir del siglo XXI se inició las investigaciones en los países tercermundistas, prevaleciendo Cuba, México y en Latinoamérica Colombia, Perú y Chile.

La energía hidráulica es el segundo recurso renovable más utilizado en el mundo.

El Ecuador, debido a su situación privilegiada desde el punto de vista hidrológico, tiene un gran potencial para desarrollar proyectos que implican el aprovechamiento hidráulico.

La Corporación Ecuatoriana de electricidad CELEC, es la encargada de la planificación y desarrollo del sector eléctrico del país, estudió el potencial hídrico de un elevado porcentaje de las cuencas hidrográficas del país y la disponibilidad de aprovechamiento de esta energía renovable mediante la instalación de centrales hidroeléctricas, micro mini, pequeña, mediana y de gran capacidad.

Es por esto que el estudio de factibilidad de proyectos enmarcados en el campo de la generación eléctrica es esencial para contribuir en la integración de las zonas aisladas,

transformando en un importante aporte para el desarrollo socio - económico del país. La falta de estos recursos, o la dependencia de los mismos hacen imprescindible la necesidad de instalar este tipo de centrales y hacer más rentables los proyectos de desarrollo en áreas alejadas y de difícil acceso del país.

## **1.2 Justificación**

La búsqueda de nuevas formas de generar la energía eléctrica a través de energías renovables nos lleva a la forma convencional más utilizada que es la generación por fuentes de hidroelectricidad ya que en el caso del micro central hidráulico son las que presentan menor impacto ambiental. Este proyecto de tesis tiene como finalidad realizar el estudio de factibilidad técnica económica, La necesidad de realizar este proyecto nace a partir de que existe muchos sectores en los cuales es imposible llegar con la red de energía eléctrica por ser lugares muy apartados, ya que en muchas ocasiones no existen un gran número de usuarios que, justifique la implementación de una red eléctrica, este proyecto es para aprovechar las caídas de agua existentes en esta zona.

**1.2.1 Justificación técnica.** Los recursos hídricos existentes en el Ecuador, no eran aprovechados adecuadamente, pero actualmente con la nueva política planteada por el gobierno, se está aprovechando al máximo este recurso renovable y así se ve justificada la demanda existente en algunas zonas rurales, también puedan soportar el racionamiento en las épocas de estiaje.

Para lo cual, la ejecución del proyecto ayudará a algunos sectores del cantón Chambo, con una fuente de energía más barata y económica para las necesidades existentes en dichas zonas.

Esta potencia generada en esta central hidroeléctrica también podrá ser conectada al sistema interconectado del país.

**1.2.2 Justificación económica.** Para el estudio de este proyecto de la central hidroeléctrica “Ulpan” nos garantiza una inversión baja económicamente hablando, también existe una buena factibilidad económica con la ayuda de fundaciones extranjera y con la política actual de los recursos renovables planteado por el gobierno nacional, la construcción y la mano de obra estará a cargo del municipio del cantón Chambo, los mismos que nos facilitaran con los trabajadores necesarios para la realización de este proyecto.

**1.2.3 Justificación social.** Este proyecto traerá beneficios a las áreas rurales del cantón la cual generará un aspecto positivo para esta zona, el cual también ayudara a solucionar los problemas cotidianos que a diario se genera.

**1.2.4 Justificación ecológica.** En la actualidad se debe tomar mucho en cuenta el impacto ambiental, por ende la demanda de la energía limpia, para esto se busca una construcción que no causen daños y si las causa que sean las mínimas, en todas las líneas de construcción y también ayudando a reducir la contaminación ambiental en la generación de energía eléctrica.

### **1.3 Objetivos**

**1.3.1 Objetivo general.** Realizar el estudio de factibilidad técnica económica de la central hidroeléctrica Ulpan.

**1.3.2 Objetivos específicos:**

Realizar el estudio bibliográfico sobre hidráulica y generación energética.

Realizar el estudio técnico y diseño del sistema de captación, conducción y obras civiles.

Calcular los parámetros técnicos para la selección de la turbina-generator a emplearse en el sistema.

Seleccionar los equipos y materiales que garanticen el funcionamiento adecuado del proyecto.

Analizar la viabilidad del proyecto.

## CAPÍTULO II

### 2. MARCO TEÓRICO

#### 2.1 Descripción del área del proyecto (GAD, 2010)

A fin de que las entidades evaluadoras del estudio de factibilidad tengan una visión general de las características de la zona del proyecto y su área de influencia, a continuación se presentan datos principales del cantón Chambo uno de la cantones de la provincia, que será el principal beneficiario en caso de desarrollarse el proyecto de Ulpan.

**2.1.1 Localización geográfica y política de la zona del proyecto.** El cantón Chambo localizado al noreste de la provincia de Chimborazo, está ubicado entre los: 78° 34' 59.88" longitud Este, y -1° 43' 59.99" latitud Sur. Su altitud oscila entre los 2 400 a 4 730 msnm, con un promedio de 2 780 msnm, con una temperatura promedio de 14 °C, favorable para la agricultura.

Los límites del cantón Chambo son: al Norte: con la quebrada de Puchulcahuan; al Sur: el río Daldal, al Este: La provincia de Morona Santiago, al Oeste: el río Chambo.

**2.1.2 Área del cantón Chambo.** Ocupa una superficie territorial aproximada de 163 km<sup>2</sup>, que representa 2,5% de toda la provincia de Chimborazo.

Con una parroquia urbana y varias comunidades.

**2.1.3 Área de la provincia.** La provincia de Chimborazo cuenta con el área metropolitana más poblada del país, en donde la mayoría de los habitantes viven en zonas rurales y en menor porcentaje en zonas urbanas. Con 325 448 habitantes de ellos casi 180 000 viven en los cascos urbanos de Riobamba, Colta, Guano y Chambo, el resto de la población de viven en las zonas rurales de los 4 cantones mencionados.

Tiene una superficie cercana a los 6 000 km<sup>2</sup>.

**2.1.4 Población Chambo.** Según el censo del 2010 el cantón tiene una población de 11 885 habitantes con una densidad poblacional de 73 habitantes por kilómetro cuadrado, del total de la población 4 459 que representa el 37,59% vive en el área urbana, y 7 426 que equivale al 62,48% vive en el área rural. En el último periodo intercensal comprendido entre el 2001 y el 2010 ha experimentado un crecimiento del 1,13% de promedio anual como consecuencia del crecimiento normal de la poblacional.

La población femenina es mayoritaria (52% v/s 48%) en termino de todo el cantón, y esta preeminencia se manifiesta sobre todo en el sector rural (53% v/s 47%).

Tabla 1. Porcentaje de población masculina y femenina

POBLACIÓN	HOMBRES	MUJERES	TOTAL
URBANA	48%	52%	100%
RURAL	47%	53%	100%
TOTAL	48%	52%	100%

Fuente: Censo de población y vivienda INEC 2010

Desde el punto de vista del lugar de residencia podemos observar que este cantón es mayoritariamente rural, toda vez que el 62% de la población vive en el campo solo el 38% vive en el sector urbano.

Tabla 2. Porcentaje de habitantes en la zona urbana y rural

POBLACIÓN	HOMBRES	MUJERES	TOTAL
URBANA	38%	37%	38%
RURAL	62%	63%	62%
TOTAL	100%	100%	100%

Fuente: Censo de población y vivienda INEC 2010

**2.1.5 Población de la provincia.** La provincia de Chimborazo, situada en la zona central del pasillo interandino. Es conocida como la provincia de las altas cumbre, debido a que en ella se encuentran varias de las cumbres más elevadas del país, como El Carihuayrazo, el Altar, El Igualata, el Tungurahua, el Sangay, entre otros, que en algunos casos comparte con otras provincias.

En la cordillera occidental se encuentra el volcán Chimborazo, que da nombre a la provincia y con una altura de 6.310 msnm, se constituye en la mayor elevación del país. La provincia de Chimborazo, se divide en 10 cantones y 61 parroquias, los cantones y su población es (INEC, 2010):



Tabla 3. Cantones que conforman la provincia de Chimborazo y la población de cada cantón

<b>Cantón</b>	<b>Pob. (2010)</b>	<b>Área (km²)</b>	<b>Cabecera Cantonal</b>
Alausí	<b>44 089</b>	<b>1 644</b>	Alausí
Chambo	<b>11 885</b>	<b>163</b>	Chambo
Chunchi	<b>12 685</b>	<b>273</b>	Chunchi
Colta	<b>44 971</b>	<b>829</b>	Cajabamba
Cumandá	<b>12 922</b>	<b>159</b>	Cumandá
Guamote	<b>45 153</b>	<b>1216</b>	Guamote
Guano	<b>42 851</b>	<b>473</b>	Guano
Pallatanga	<b>11 544</b>	<b>377</b>	Pallatanga
Penipe	<b>6 739</b>	<b>370</b>	Penipe
Riobamba	<b>225741</b>	<b>978</b>	Riobamba

Fuente: [www.es.wikipedia.org/wiki/Provincia\\_de\\_Chimborazo](http://www.es.wikipedia.org/wiki/Provincia_de_Chimborazo)

**2.1.6** *Características físicas, geográficas y ambientales del área del proyecto.* La zona de influencia del proyecto se resume a continuación.

- Temperatura ambiente media registrada durante el año es: 15°C
- La humedad relativa en la zona es de 67,27%
- Precipitación total anual: 500 mm
- Precipitación anual en la parte oriental: 2000 mm
- Evaporación total anual: 787 mm
- Velocidad del viento: 2.1 m/s

Con las características señaladas el clima en general corresponde a templado – húmedo, sin variaciones bruscas.

**2.1.7** *Topografía general del cantón Chambo.* El cantón Chambo tiene una topografía bastante regular en sí mismo es un plano inclinado que tiene su parte superior en el sureste y desciende hacia el noroeste.

El área de servicio del sistema de agua potable está entre las cotas 3500 msnm del cantón hasta las cotas más bajas alrededor de la cota de 2 500 msnm.

## **2.2 Análisis bibliográfico sobre hidráulica y generación energética**

La energía hidráulica se basa en aprovechar la caída del agua desde cierta altura. La energía potencial, durante la caída, se convierte en cinética. El agua pasa por las turbinas a gran velocidad, provocando un movimiento de rotación que finalmente se transforma en energía eléctrica por medio de los generadores.

Las dos características principales de una central hidroeléctrica, desde el punto de vista de su capacidad de generación de electricidad son:

- La Potencia: Función del desnivel existente entre el nivel medio del embalse y el nivel medio de las aguas debajo de la central, y del caudal máximo turbinarle, además de las características de la turbina y del generador
- La Energía: Esta debe estar garantizada en un lapso determinado, generalmente un año, que está en función del volumen útil del embalse, de la pluviometría anual y de la potencia instalada.

Es un recurso natural disponible en las zonas que presentan suficiente cantidad de agua y, una vez utilizada, es devuelta río abajo. Su desarrollo requiere construir pantanos, presas, canales de derivación y la instalación de grandes turbinas y equipamiento para generar electricidad.

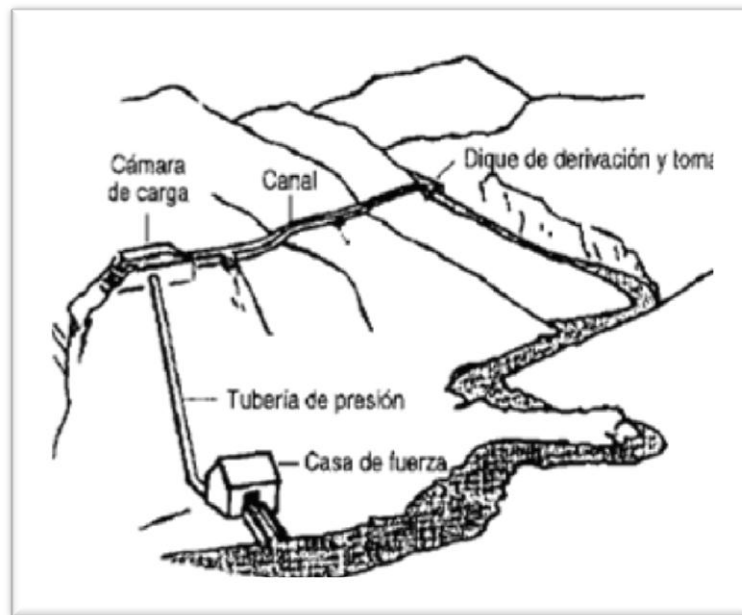
**2.2.1 Captación.** Las obras de captación son estructuras hidráulicas construidas sobre un río o canal con el objeto de captar una parte o la totalidad del caudal del mismo.

### **2.2.1.1 Tipos de captación**

#### ***Sistema de derivación***

Este no detiene el caudal del río sino que desvía parte de este o en su totalidad hacia un canal. Este sistema será utilizado para este proyecto dado las condiciones hidrológicas, topográficas y ambientales del sector.

Figura 1. Sistema de captación por derivación



Fuente: ITDG, Manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

**2.2.2 Conducción.** Se encarga de conducir el caudal desde la bocatoma o captación hasta el tanque de presión, posee una pequeña pendiente; en la mayoría de los casos suele ser un canal, aunque también un túnel a una tubería, manteniéndose el caudal a presión atmosférica; en su trazado pasa diferentes accidentes topográficos que son sorteados con obras especiales como viaductos, sifones, rellenos y túneles hasta llegar al tanque de presión.

Dado que el agua captada contiene elementos en suspensión, se requiere colocar en el trazado un desarenado que los elimine, el cual puede estar ubicado continuo a la bocatoma o al lado del tanque de presión.

El trazado de la conducción se realiza en función de conseguir una mayor eficiencia y seguridad de las obras a menor costo, manteniendo una pendiente longitudinal positiva menor que la del río (aguas abajo en dirección del afluente), y variando sólo dentro de ciertos límites.

La pendiente de la conducción se establece con un criterio técnico-económico, estudiando varias alternativas. El criterio técnico está sujeto a las características de los sitios posibles de toma y a la derivación de caudal, que generalmente disminuye aguas abajo. El criterio económico lo establece la longitud de la conducción, es decir, un aprovechamiento hidroenergético con una pequeña pendiente del recurso (afluente)

ocasiona una mayor longitud y mayor costo, e inversamente disminuye si la pendiente del afluente es elevada.

Para evitar el rebosamiento del agua por encima de las paredes del canal abierto, generado por el aumento súbito del caudal o por el taponamiento del canal debido a la acumulación de sólidos, se construyen a lo largo del tramo aliviaderos, obras de seguridad que vierten las excedencias de caudal de nuevo al afluente.

La conducción abierta se acompaña de pasos de aguas lluvia, con los que se evita que el caudal en el canal aumente por efecto de éstas.

**2.2.3 Desarenador.** Es necesario que las partículas en suspensión que lleva el agua sean decantadas, por ello al final de la obra de conducción se construye un tanque de mayores dimensiones que el canal, para que las partículas pierdan velocidad y caigan al fondo del desarenador.

El desarenador es una obra hidráulica que sirve para sedimentar partículas de material sólido suspendidas en el agua, en el interior de la conducción. Las partículas se mantienen en suspensión debido a que la velocidad de entrada en la bocatoma es elevada y suficiente para arrastrar partículas sólidas; en especial durante las crecidas pueden entrar gran cantidad de sedimentos de 4 a 6 % del volumen de agua transportada y en ríos de llanura es de 0,2 a 1,0 %, para que ellas se decanten se disminuye su velocidad; en consecuencia, para cumplir con su propósito el desarenador dispone de una mayor área.

No disponer del desarenador genera daños en las obras como:

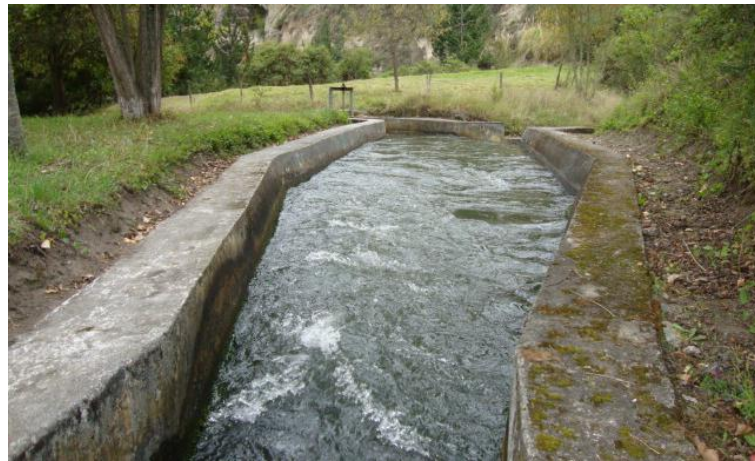
- Disminución de la sección de la conducción (canal) por sedimentación; esto conlleva a aumentar el mantenimiento de la obra.
- Disminución de la capacidad del tanque de presión por acumulación de material sólido, debido a la sedimentación, ocasionada por la baja velocidad existente en esta obra.
- Cuanto mayor es la velocidad de las partículas, éstas desgastan más rápidamente la tubería y las turbinas, disminuyendo de manera considerable su vida útil.

Este depósito debe cumplir estos cinco principios importantes:

- a) Deben tener una longitud y un ancho adecuados para que los sedimentos se depositen, sin ser demasiado voluminosos o caros.

- b) Deben permitir una fácil eliminación de los materiales sedimentados.
- c) La eliminación de los sedimentos a través de la compuerta debe hacerse cuidadosamente para evitar la erosión del suelo que rodea y soporta la base de la tubería y del depósito. Es mejor construir una superficie empedrada, similar al canal de desagüe del aliviadero.
- d) Se debe impedir la turbulencia del agua causada por cambios de área o recodos que harían que los sedimentos pasen hacia la tubería de presión.
- e) Tener capacidad suficiente para permitir la acumulación de sedimentos.

Figura 2. Esquema de un desarenador



Fuente: Autores

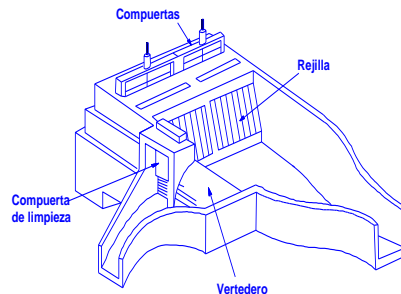
**2.2.4** *Tanque de presión o de carga.* Al final de la conducción se diseñará un tanque de carga que permita satisfacer las necesidades instantáneas de las turbinas, evitar la formación de vórtices e ingreso de aire en la tubería de presión y constituya como un último recurso para retener los sedimentos que puedan haber pasado del desarenador.

La cámara de presión es un tanque con capacidad suficiente para garantizar la partida o parada brusca de las turbinas; está conectada al canal por medio de una transición, de la cual el agua pasa a la tubería de presión a través de una rejilla que evita la entrada de elementos sólidos flotantes.

Entre la rejilla y la tubería se instala una compuerta de cierre al paso del agua. Entre la compuerta y la rejilla se dejan unas ranuras en las paredes para la instalación de compuertas de apoyo como elemento de seguridad para el caso de reparaciones.

Los excesos de agua en la cámara se vierten a través de un aliviadero ubicado en una de las paredes. El aliviadero y la compuerta se conectan a un canal común que lleva el agua al río donde es mínima la erosión.

Figura 3. Tanque de presión



Fuente: Ortiz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

La cámara de presión cumple con las siguientes funciones:

- Crea un volumen de reserva de agua que permite satisfacer las necesidades de las turbinas durante los aumentos bruscos de demanda.
- Impide la entrada a la tubería de presión de elementos sólidos de arrastre y flotantes.
- Produce la sedimentación de los materiales sólidos en suspensión en el canal y permite su eliminación.
- Desaloja el exceso de agua en las horas en las que el caudal de agua consumido por las turbinas es inferior al caudal de diseño.
- Mantiene sobre la tubería una altura de agua suficiente para evitar la entrada de aire.
- Dispone de un volumen que le permite amortiguar el golpe de ariete, originado por paradas bruscas.

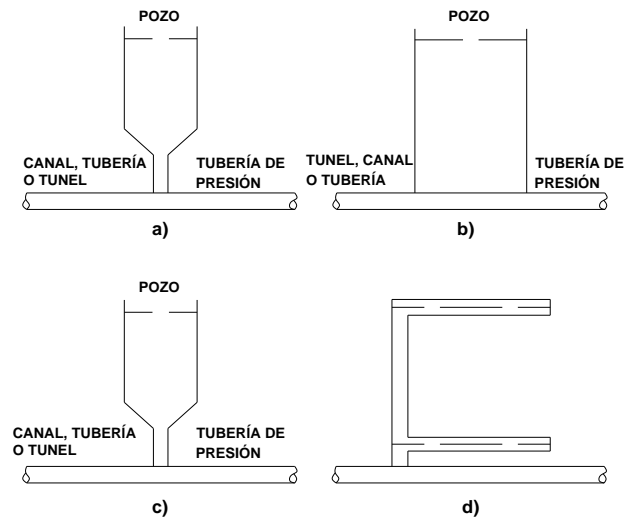
**2.2.5 Chimenea de equilibrio.** Las variaciones en la demanda de energía eléctrica en MCH obligan a una regulación del caudal que pasa por la turbina, la cual crea ondas de oscilación en la tubería de presión denominadas como “Golpe de Ariete”.

El Golpe de ariete entonces es una variación de presión en una tubería por encima o debajo de la presión normal. Cuando la carga de trabajo disminuye repentinamente y el regulador automático de la turbina cierra bruscamente la admisión del agua se produce

un golpe de ariete positivo, es decir una sobrepresión brusca. Por el contrario cuando aumenta la carga de la turbina, demanda más agua abriendo el regulador la admisión con lo que se provoca un golpe de ariete negativo o sea una depresión brusca en la tubería.

Para evitar este problema se instalan en estas tuberías las chimeneas de equilibrio.

Figura 4. Formas comunes de chimeneas de equilibrio



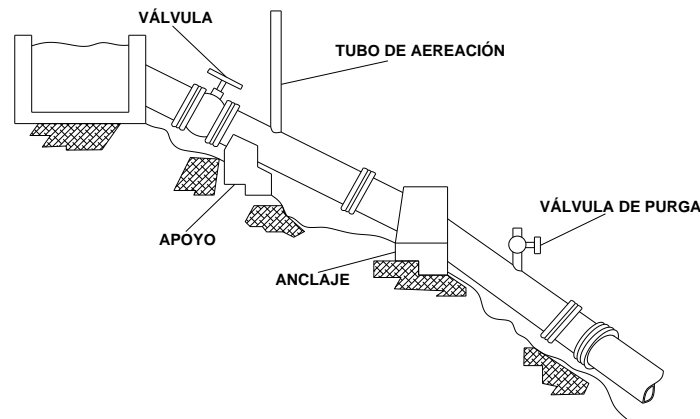
Fuente: Ortiz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

- a) Chimenea de equilibrio tipo a. Produce el efecto de acelerar o retardar una masa de agua.
- b) Chimenea de equilibrio tipo b. Tiene la forma de un cilindro, se diseñan de manera similar a un túnel para limitar así las pérdidas de carga en la entrada y en la salida del pozo.
- c) Chimenea de equilibrio tipo c. Este pozo es básicamente uno con estrangulamiento y con un tubo central.
- d) Chimenea de equilibrio tipo d. Este diseño reduce el tamaño de los pozos para garantizar un rápido cambio del nivel del agua y en consecuencia de la presión, hasta que el nivel del agua alcance a alguna de las cámaras con capacidad suficiente.

**2.2.6 Tubería de presión.** Mediante la tubería de presión se conduce el caudal de diseño hasta la turbina; que está sobre los apoyos, y anclajes que le ayudan a soportar la presión generada por el agua y la dilatación que le ocurre por variación de temperatura.

La tubería de presión se encarga de transportar agua bajo presión hasta la turbina, la cual debe ser preferiblemente recta, aunque en algunas ocasiones es difícil de obtener debido a las condiciones del terreno.

Figura 5. Componentes de una tubería de presión



Fuente: ITDG, Manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

**2.2.7 Casa de máquinas.** La casa de máquinas es una estructura civil que tiene la mayor parte del equipo electromecánico, donde se transforma la energía hidráulica del agua en energía mecánica y posteriormente en eléctrica. Por ello, su ubicación es muy importante para el buen funcionamiento de la central y ella se decide teniendo en cuenta los siguientes parámetros.

- En general, la casa de máquinas debe colocarse cercana al afluente al cual se le entregará el agua turbinada, teniendo en cuenta que en el canal de desagüe no se depositen sedimentos que disminuyan su sección.
- Es importante destacar la necesidad de que la casa de máquinas se ubique en una zona con terrenos estables y que esté fuera de alcance de riadas, ya que éstas pueden depositar una cantidad de sedimentos en el canal de desagüe o en caso extremo afectar la casa de máquinas.
- Prever una posible ampliación.
- Facilidad de acceso.
- Facilidad de adquirir terrenos.
- Un factor importante en la ubicación de la casa de máquinas es la armonía que debe guardar, la disposición de los equipos y el panorama exterior.



Figura 6. Casa de máquinas



Fuente: Manual de centrales hidroeléctricas.pdf

**2.2.8** *Patio de transformadores.* Ya que los recursos hidroeléctricos se encuentran lejos de las ciudades es necesario contar con una subestación con los equipos necesarios para elevar la tensión de generación a una tensión de transmisión que haga que la central pueda conectarse a la red para su transmisión.

**2.2.9** *Turbinas hidráulicas y su clasificación.* Una turbina hidráulica es una turbomáquina hidráulica, permite transformar la energía potencial del agua en energía mecánica.

**2.2.9.1** *Según la variación de la presión estática a través del rodete*

- a) Turbinas de acción o impulso. Cuando la presión estática permanece constante entre la entrada y la salida del rodete.
- b) Turbinas de reacción. Cuando la presión estática disminuye entre la entrada y la salida del rodete.

**2.2.9.2** *Según la dirección del flujo a través del rodete*

- a) Turbinas de flujo tangencial.
- b) Turbinas de flujo radial.
- c) Turbinas de flujo semi-axial.
- d) Turbinas de flujo axial.

### 2.2.9.3 Según el grado de admisión del rodete

- a) Turbinas de admisión parcial.
- b) Turbinas de admisión total.

**2.2.10 Tipos de turbinas hidráulicas.** Existen dos grandes tipos de turbinas: de acción y de reacción.

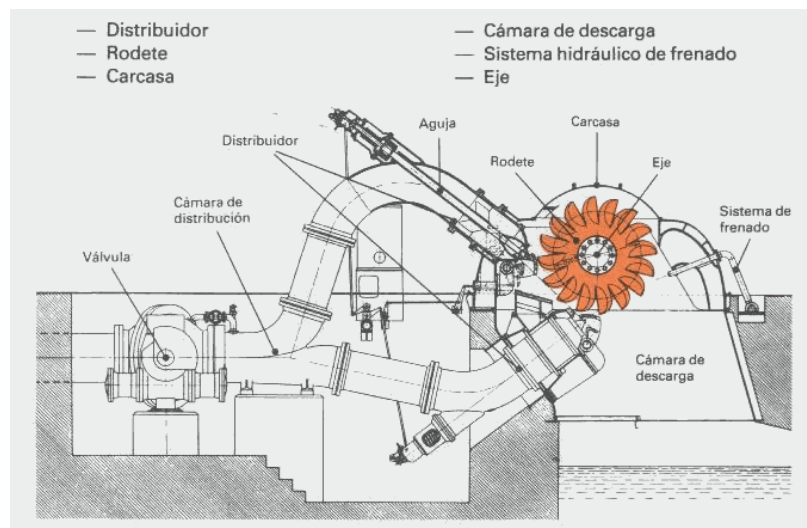
#### 2.2.10.1 Turbinas de acción

- Turbinas Pelton de 1 o más inyectores.
- Turbinas Turgo.
- Turbinas Michell – Banki.

#### ***Turbinas Pelton***

Consiste en una rueda (rodete o rotor) dotada de cucharas en su periferia las cuales están especialmente realizadas para convertir la energía cinética del agua que viene de una tubería, en energía mecánica actúa tangencialmente sobre la rueda.

Figura 7. Partes de una turbina Pelton de eje horizontal, con dos inyectores



Fuente: Mataix Claudio, Mecánica de fluidos y maquinas hidráulicas

#### ***Elementos***

- Distribuidor
- Rotor
- Eje

- Carcasa
- Cámara de descarga

#### 2.2.10.2 Turbinas de reacción

- Bomba roto dinámica operando como turbina.
- Turbina Francis, en sus variantes: lenta, normal y rápida.
- Turbina Deriaz
- Turbina Kaplan y de hélice
- Turbinas axiales, en sus variantes tubular, bulbo y de generador periférico.

#### 2.2.11 Clasificación de las centrales hidroeléctricas

**2.2.11.1 Según la potencia.** Las micro centrales, constituyen hoy en día la solución para proveer económicamente de electricidad a lugares alejados del servicio de red energética.

La Organización Latinoamericana de energía OLADE clasifica las PCH de acuerdo a la potencia instalada como se muestra en la tabla siguiente (OLADE, 1988).

Tabla 4. Clasificación de PCH según potencia instalada

POTENCIA (kw)	TIPO
0 – 50	Micro central
50 – 500	Minicentral
500 – 5000	Pequeña central

Fuente: OLADE, Apuntes para un manual técnico de diseño.

**2.2.11.2 Según la altura de salto.** Se entiende por salto a la altura neta, esta clasificación es la más importante ya que es la altura neta más que ninguna otra característica la que determina la obra civil (ITDG, 1995).

Tabla 5. Clasificación de PCH según la caída

	Baja (m)	Media (m)	Alta (m)
Micro central	$H < 15$	$15 < H < 50$	$H > 50$
Minicentral	$H < 20$	$20 < H < 100$	$H > 100$
Pequeña central	$H < 25$	$25 < H < 130$	$H > 130$

Fuente: ITDG, Manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

## 2.3 Topografía

La información restante para seguir adelante con el proyecto se obtiene de trabajos desarrollados en la zona del proyecto, a través de un levantamiento topográfico proporcional a la importancia del proyecto y a la información disponible.

El levantamiento topográfico complementa la información necesaria para conocer áreas, ubicación de las obras, trazado de la conducción, perfil la tubería, caída neta, sección transversal, entre otros.

**2.3.1 Puntos de enlace del GPS.** El uso de un sistema de GPS es importante para los estudios previos en la central hidroeléctrica Ulpan pues, mediante este aparato se puede reconocer el terreno y obtener ciertos datos importantes para el diseño de las obras de la central como la bocatoma, el tanque de presión, la tubería de presión y la ubicación de la casa de máquinas. Las cuales se presentan en las tablas a continuación:

Tabla 6. Ubicación de la bocatoma

	Coordenadas GPS		Altura msnm
	Norte	Este	
<b>Bocatoma</b>	9805 904,9	776 134,02	3 648,25

Fuente: Autores

Tabla 7. Ubicación del desarenador

	Coordenadas GPS		Altura msnm
	Norte	Este	
<b>Desarenador</b>	9805668,62	775 274,88	3 617,85

Fuente: Autores

Tabla 8. Ubicación del tanque de presión

	Coordenadas GPS		Altura
	Norte	Este	
<b>Tanque de Presión</b>	9807 042,29	772 171,69	3 590,15

Fuente: Autores

Los puntos obtenidos mediante el GPS por donde pasa la tubería de conducción

Tabla 9. Puntos de GPS de la ubicación de la tubería de conducción

	Coordenadas GPS		Altura msnm
	Norte	Este	
<b>Tubería de presión</b>	9807 042,29	772 171,69	3 588,15
	9806 999,84	772 121,94	3 549,12
	9806 648,59	771721,88	3 423,18
	9806 637,26	771 708,97	3 265,14
	9806 626,01	771 706,25	3 194,25
	9803 778,2	771 011,9	3 140,12

Fuente: Autores

Finalmente, se ha obtenido los puntos GPS de los sectores que tienen mayor importancia como puntos de referencia para las diferentes obras de la Central Hidroeléctrica "Ulpan" con la recopilación de información existentes en el IGM y la ayuda del Municipio de Chambo obteniéndose 3 monografías que se ubican en el sector; Gaspala, Guishcud y PE-4042-X (ver Anexo A). Estos puntos tienen las siguientes coordenadas.

Tabla 10. Coordenadas de GPS de lugares de relevancia de central hidroeléctrica Ulpan

	Coordenadas GPS		Altura msnm
	Norte	Este	
Loma Gaspala	9803 778,2	771 011,900	3 194,3
GUISHCUD	9808 664,2	769 270,400	3 022,22
PE-4042-X	9806 363,33	771 707,070	3 153,19
Casa de Hacienda Cubillines	9805 848,72	774 018,32	3 380,29

Fuente: Autores

**2.3.2 Levantamiento topográfico.** El levantamiento topográfico en primera instancia se debe tener en cuenta los planos cartográficos de la región de manera que estos sean ayuda para este estudio.

Con la ayuda del Municipio del Cantón Chambo se pudo obtener el levantamiento topográfico, con la cual es suficiente para el propósito de ir posicionando los diferentes elementos de la Central Hidroeléctrica.

En la figura 10 muestra la información cartográfica de los lugares donde se han de ubicar las diferentes obras civiles de la Central Hidroeléctrica Ulpan como la a) Bocatoma, b) Tubería de presión, c) Canal de conducción, d) Tanque de presión y la e) casa de máquinas. En la figura se muestra con líneas y simbologías de dichos lugares con la ayuda del programa ArcView. Donde se muestra con color azul la línea de conducción y roja la tubería de Presión.

**2.3.3 Determinación de altura bruta.** En este proyecto se realizó la determinación de altura bruta con la ayuda del altímetro y del levantamiento topográfico, además con la ayuda del programa ArcView fue de gran ayuda en el momento de confirmar estos datos, los que prácticamente coincidieron.

La altura bruta se determina con la diferencia entre las alturas  $h_1$  y  $h_2$  las cuales son:

$$h_1 = 3\,588,15 \text{ msnm}$$

$$h_2 = 3\,140,12 \text{ msnm}$$

Entonces la altura bruta se determinó de acuerdo a la siguiente ecuación:

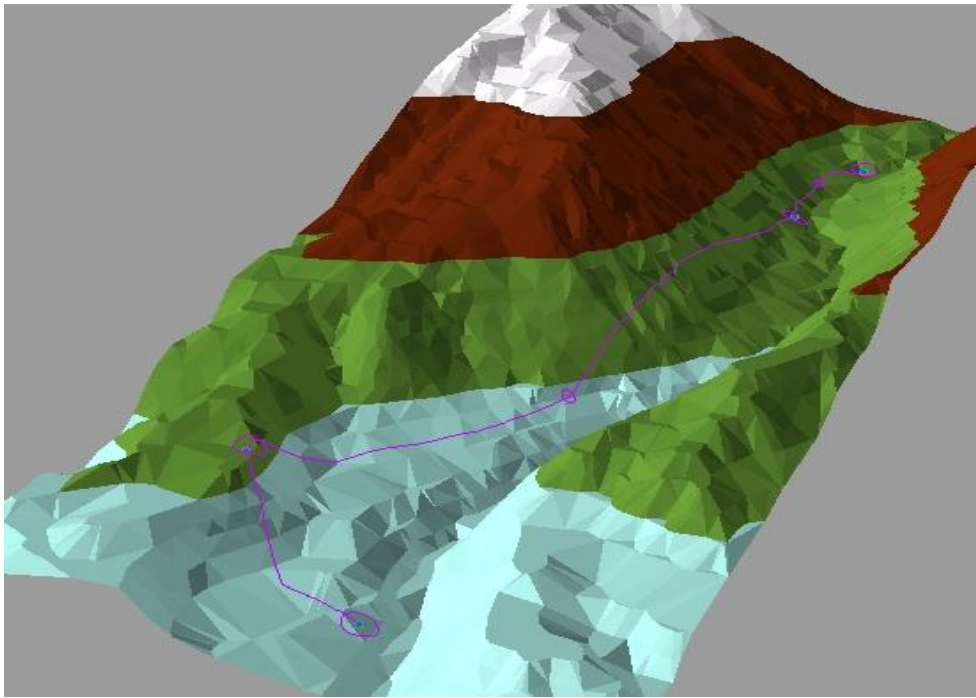
$$h_b = h_1 - h_2$$

$$h_b = 3\,590,15 - 3\,140,12$$

$$h_b = 440,03\text{m}$$

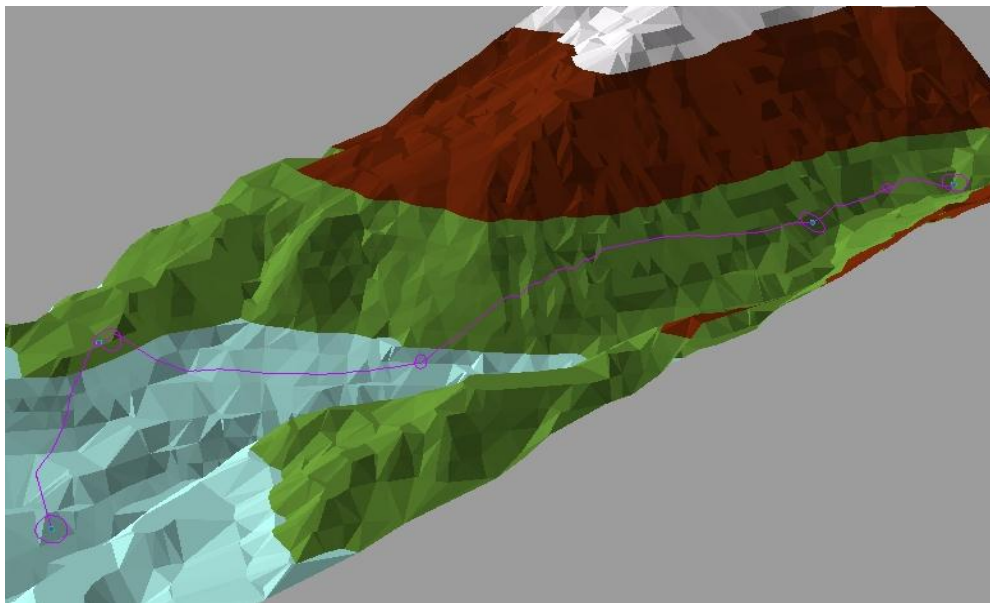
Estos valores se verificó con el programa ArcView, en el cual se han empatado los valores medidos en el GPS y las curvas de nivel en el plano para dar el perfil del terreno y ubicar los diferentes lugares donde estarán las obras de la Central Hidroeléctrica. Los resultados de estos datos se aprecian en las figuras 8 al 10, y la línea de conducción que se muestra en el (Anexo A y Anexo B) de la tubería de presión, en donde se puede observar las líneas de conducción la tubería de presión hasta la casa de máquinas. y además la diferencia de alturas desde el tanque de presión a la casa de máquinas.

Figura 8. Vista superior del lugar de la obra



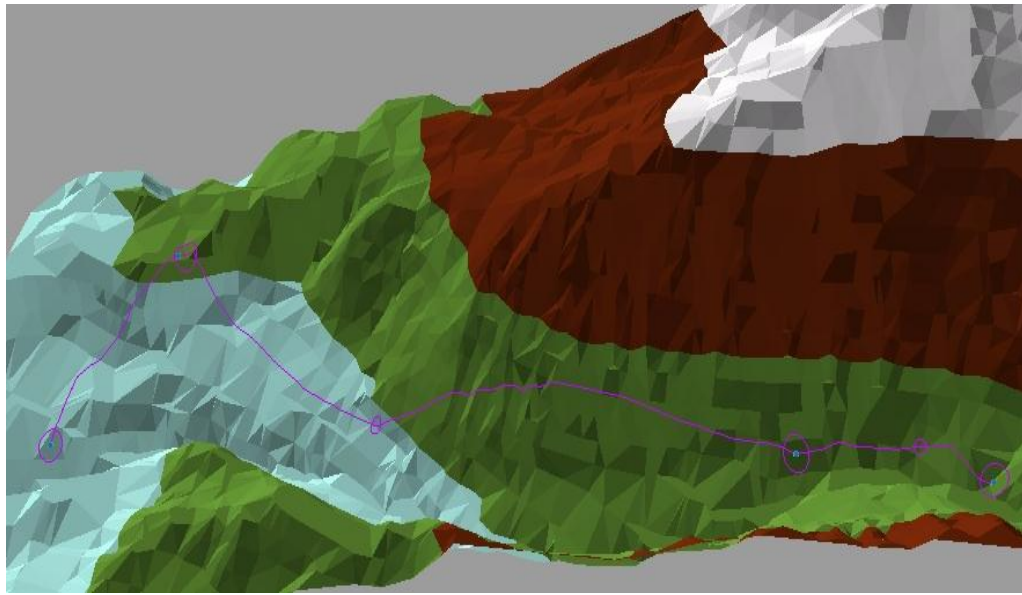
Fuente: Autores

Figura 9. Vista frontal del lugar de la obra



Fuente: Autores

Figura 10. Vista lateral del lugar de la obra



Fuente: Autores

## 2.4 Hidrología

El estudio hidrológico sirve de base para el diseño del aprovechamiento hidroeléctrico localizado en el río Ulpan, después de la junta con la quebrada Yacutuyacna, pues establece los caudales medios, mínimos y máximos superficiales del mencionado río, en el posible sitio de captación, que se ubica aproximadamente a 20 km. al sureste de la ciudad de Riobamba, en la provincia de Chimborazo.

La cantidad de agua que escurre en un río varía a lo largo del año. Esta variación del caudal obedece a múltiples factores entre los que se destacan: el área de la cuenca, las condiciones climáticas existentes, la topografía del terreno y las características geológicas de la cuenca.

Las mediciones ocasionales del caudal son referencias importantes que deben tomarse en cuenta, pero por sí solas no son suficientes para informarnos si el año será muy seco o muy lluvioso, o a qué niveles de caudal puede bajar el río en épocas de estiaje y hasta que niveles podría subir en tiempo de avenidas.

Un estudio hidrológico de la cuenca podría contestar estas preguntas y muchas otras, pero debido a que la hidrología no es una ciencia exacta, por lo general las respuestas se dan en forma probabilística de ocurrencia.



#### **2.4.1**    *Objetivos*

Analizar la red hidrográfica existente y de las condiciones del drenaje de las cuencas.

Conformar una base de datos climatológica e hidrométrica.

Determinar los caudales medios, mínimos del río Ulpan para la sección de interés.

Determinar los caudales máximos y los hidrogramas de crecidas producidos por la cuenca de drenaje del río Ulpan en la sección hidrométrica de interés.

**2.4.2**    *Características de escurrimiento y red hidrográfica.* La geología de la zona está conformada por rocas sedimentarias con permeabilidad moderada; los suelos poco profundos, con una limitada capacidad de drenaje horizontal. La cubierta vegetal es definida como paramo, resultante del balance hídrico positivo. Las superficies de escurrimiento de las cuencas se observa pendientes fuertes (mayor al 50%), aspecto que influye notablemente en la rápida concentración de caudales.

El río Ulpan se forma de la confluencia del río Guayllabamba, que nace en el Nevado Aínchi Pungo ubicado en la cordillera Paila cajas, y del río Yacutugyana que nace en el cerro Torres que tiene una altura de 4 509 msnm. la cuenca de drenaje hasta la posible captación tiene una área total de 22,78 km<sup>2</sup>.

**2.4.3**    *Climatología.* El conocimiento del clima que predomina en la zona, permite apreciar las condiciones de humedad prevalecientes, que define en gran medida el régimen hidrológico presente.

La característica del clima consideradas de mayor interés son: temperaturas medias y extremas y su distribución durante el año; humedad relativa media; lluvia anual y su distribución en el año y lluvias intensas.

**2.4.3.1**    *Distribución temporal y espacial de las lluvias intensas.* En base al estudio “Cálculo de Intensidades de Lluvia para el Diseño de Obras de Drenaje”, del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) – 1999, que se sustenta en conceptos de regionalización, se determinaron las relaciones intensidad – duración – periodo de retorno.

Tabla 11. Intensidades de las lluvias en el río Ulpán

<b>ECUACIONES DE INTENSIDADES DE LLUVIAS DEL CUENCA DEL RIO ULPAN (mm/h)</b>			
Periodo de retorno (años)	<b>ECUACIONES</b>		Intensidades 24 h (mm)
	<b>5min &lt; t &lt; 23 min</b>	<b>23min &lt; t &lt; 1440</b>	
5	$I = (323,74)t^{-0.5052}$	$I = (979,94)t^{-0.8594}$	1,9
10	$I = (374,86)t^{-0.5052}$	$I = (1134,67)t^{-0.8594}$	2,2
25	$I = (425,98)t^{-0.5052}$	$I = (1289,40)t^{-0.8594}$	2,5
50	$I = (477,09)t^{-0.5052}$	$I = (1444,13)t^{-0.8594}$	2,8
100	$I = (511,17)t^{-0.5052}$	$I = (1547,28)t^{-0.8594}$	3,0

Fuente: [www.inamhi.gob.ec](http://www.inamhi.gob.ec)

I = Intensidad de precipitación, mm/h

t = Duración de precipitación, min

Los periodos de retorno son 5, 10, 25, 50 y 100 años, que permiten generar hidrogramas de crecida para diferentes condiciones de frecuencia o periodo de retorno.

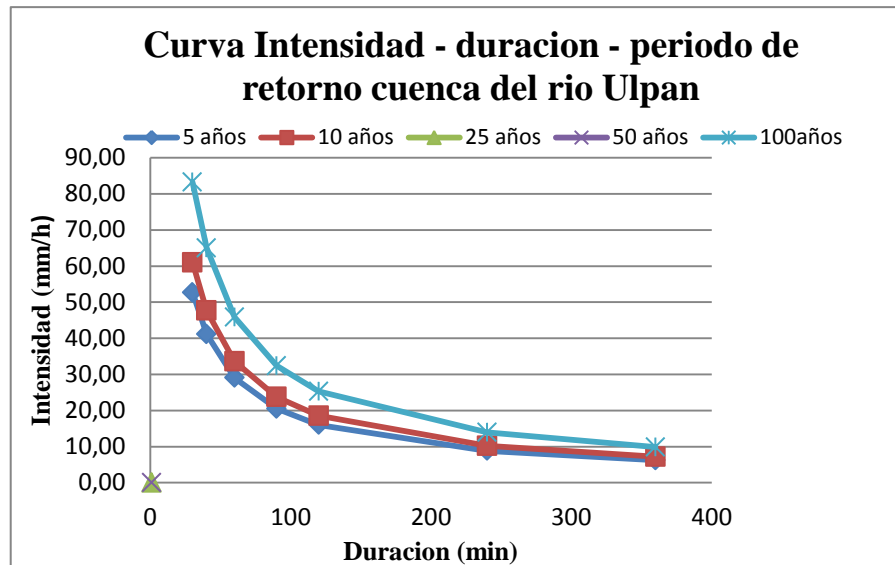
Tabla 12. Precipitaciones respectivas calculadas en tiempo

<b>TABLA DE INTENSIDADES DE LLUVIA PARA LA CUENCA DEL RIO ULPAN</b>							
<b>Periodo de retorno Tr (años)</b>	<b>Duración en minutos</b>						
	<b>30</b>	<b>40</b>	<b>60</b>	<b>90</b>	<b>120</b>	<b>240</b>	<b>360</b>
5	52,694	41,152	29,044	20,498	16,008	8,824	6,227
10	61,014	47,649	33,629	23,735	18,536	10,217	7,211
25	69,335	54,147	38,216	26,97	21,064	11,610	8,194
50	77,655	60,645	42,802	30,208	23,591	13,003	9,177
100	83,201	64,977	45,859	32,366	25,277	13,932	9,833

Fuente: [www.inamhi.gob.ec](http://www.inamhi.gob.ec)

En el gráfico se muestra la variación de la intensidad de lluvias con la duración y el periodo de retorno para la zona de interés donde se ubica el área del proyecto.

Figura 11. Curvas de intensidades de lluvia del rio Ulpan



Fuente: Autores

**2.4.3.2 Características físicas de las cuencas de drenaje.** La determinación de los caudales máximos e hidrogramas de crecidas se cumple para la sección que se va a ubicar la central hidroeléctrica, que tiene especial interés en este estudio. Las características de la cuenca y del cauce se aprecian a continuación.

Tabla 13. Características de la cuenca de drenaje

CARACTERÍSTICA DE LA CUENCA DE DRENAJE					
Sector o punto de interés	Lp (km)	A (km <sup>2</sup> )	S (m/m)	Δh (m)	Sc (m/m)
Rio Ulpan	6,79	22,78	0,14	1160	0,52

Fuente: Autores

Dónde:

Lp = longitud de cauce principal; (km)

A = área de la cuenca de drenaje; (km<sup>2</sup>)

S = pendiente media del cauce principal; (m/m)

Δh = desnivel de la cuenca; (m)

Sc = pendiente media de la cuenca; (m/m)

**2.4.4 Caudales de diseño.** Caudales máximos, mínimos y promedio. Estos caudales fue facilitado por el Municipio de Chambo con un caudal medio o de captación de 0.8 m<sup>3</sup>/s y un caudal de crecidas de 85 m<sup>3</sup>/s, que se muestra en el Anexo C.

## **2.5 Geología y geotecnia**

La evaluación geológica y geomorfológica de la región juega un papel importante en el proyecto porque garantiza la elección de zonas adecuadas para la implementación y cimentación de las obras, en el sector de estudio donde se pretende llevar a cabo la central hidroeléctrica Ulpan, a 7 km al sur - este de Chambo.

### **2.5.1 Objetivos**

Determinar la ubicación de las obras civiles en función de la estabilidad del terreno y las posibles fallas de éste.

Realizar el levantamiento geológico local.

Determinar las características físicas de la roca y del suelo.

**2.5.2 Geología regional.** De acuerdo a la geología del Ecuador, el área de estudio está dentro de una zona de acreción, limitada por las estribaciones de la cordillera real, es una zona que incluye rocas jurásico predominantemente oceánicas, el basamento está construido por rocas metamórficas y ultra básicas del jurásico. La cuña es un extenso terreno formado por la creación de terrenos aloctonos como arcos de islas de características volcánicas y terrenos continentales como el Bloque Amotape Tahuin el cual ha sido desprendido de la cordillera real, se trata de un bloque de rocas metamórficas, en las cuales se encuentran esquitos, esquitos pelíticos, cuarcitas, filitas y eclogitas; el resto de estas formaciones podemos encontrar en las subcuencas que limitan el occidente de la cordillera real, la cuña de acreción tiene como límites estructurales los sistemas de fallas Pallatanga–Calacali y Cauca – Patía al occidente y frente, Baños – Las Aradas – Romeral al oriente.

De acuerdo a los levantamientos geológicos regionales finales realizadas en 1994 por el servicio geológico británico los afloramientos occidentales de la Cordillera Real están conformados por sedimentos volcánicos continentales del cretáceo y flujos piroclásticos de edad cuaternaria, siguiendo hacia el sur – este aparecen importantes afloramientos de formaciones metamórficas principalmente del Jurásico cuyos contactos son de características tectónicas.

**2.5.3 Geología local.** Puesto que en general se cree que la faz de la tierra no cambia, se debe tomar en cuenta que el planeta Tierra es un cuerpo dinámico cuya superficie se transforma sin cesar, imperceptiblemente a los ojos de las personas, pero bastante rápido si se considera la antigüedad del planeta.

Dos factores principales dan forma al terreno: los procesos constitutivos que crean accidentes orográficos nuevos y las fuerzas destructivas, como la erosión, que van desgastándolos poco a poco.

Una geología desarrollada a través del tiempo y que ha sido afectada por procesos, movimientos y tensiones se manifiesta en la deformación de las rocas superficiales, debido a los procesos de fractura, plegamiento y erosión, los cuales se originan por las fallas geológicas de la zona y se definen como desplazamientos de rocas en un plano de debilidad de la corteza (ORTIZ, 2011).

Las zonas que abarcan el levantamiento geológico local son:

Al flanco norte de la loma de trancas, el flanco sur de la loma de Champa Rumi, como límite occidental la hacienda Sasaqui y como límite oriental la quebrada Yasutuyanay la quebrada Yacutugyana. Gran parte de la loma yasutuyana en el lugar donde se planteará la obra ya sea el canal o el túnel está cubierta por una gran capa de cobertura vegetal la cual subyace al flujo piro clástico y a los sedimentos contaminantes.

**2.5.4 Geotecnia.** Características físicas y mecánicas de los materiales componentes del suelo que participan en un aprovechamiento hidroenergético dependen de su origen y de los procesos geológicos anteriores que han actuado sobre ellos.

Todas las obras deben apoyarse en el terreno, debe por tanto definirse la forma de este apoyo, y la transmisión de cargas de la estructura al terreno, para lo que debe estudiarse la deformabilidad y resistencia de éste.

Los terrenos sobre los que se construyen las obras son de naturaleza muy variada, desde un macizo granítico sano hasta un fango de marisma en el que no es posible caminar.

La influencia de las características naturales de los materiales sobre el diseño y construcción de las obras en una central, resulta un conjunto de temas muy complejos que deben ser analizados por profesionales especializados en la materia.

Para el caso de pequeños aprovechamientos estas investigaciones deben ser realizadas de modo sencillo y relativamente con poca ayuda de instrumentos, basándose en esencia en observaciones de campo e información eventual existente en la zona; de esta forma, la elección del punto de captación y la ubicación de obras deben obedecer a principios simples y de fácil entendimiento (ORTIZ, 2011).

## **2.6 Estudio Ambiental**

### **2.6.1 *Objetivos y alcance del estudio de impacto ambiental***

**2.6.1.1 *Introducción.*** Las obras construidas y el equipo en operación generan un impacto en el medio ambiente de la región, cuyo estudio tiene la finalidad de inmiscuirnos en el conocimiento del territorio por el cual atravesará el polígono o línea base para la construcción de la Central Hidroeléctrica, estudio que confronta aspectos del medio biótico, abiótico y antrópico. En este sentido el reconocimiento del territorio permitirá causar los menores impactos.

**2.6.1.2 *Objetivo General.*** Realizar el estudio y evaluación de los impactos ambientales causado por la implementación de la central hidroeléctrica Ulpan, así como analizar la sostenibilidad en el tiempo de las mismas.

#### **2.6.1.3 *Objetivos específicos***

Identificar los recursos bióticos, abióticos y antrópicos existentes en el territorio con el objeto de tomar medidas correctivas y que causen los menores impactos.

Diseñar un plan de manejo ambiental que precautele el territorio, en sus diversas fases y actuaciones que implica la construcción del micro central.

#### **2.6.1.4 *Área de influencia directa del proyecto***

Parroquia Chambo	Coordenadas UTM
	NORTE: 9805943.98N
	ESTE: 771370.35E
Zona de construcción	Coordenadas UTM
	NORTE: 9806321.66N
	ESTE: 771649.83E

**2.6.1.5 Alternativa para la construcción de la central hidroeléctrica Ulpan.** Como se mencionó anteriormente, se encontraron dos alternativas para el diseño de la central hidroeléctrica, pero la primera no satisface la demanda requerida, razón por la cual se toma en cuenta solamente a la segunda alternativa, la cual tiene las siguientes coordenadas:

Bocatoma	Coordenadas UTM.
	NORTE: 9 805 904.90N
	ESTE: 776 134.02E
Tanque de Presión	Coordenadas UTM
	NORTE: 9 807 042.29N
	ESTE: 772 171.69E
Casa de Máquinas	Coordenadas UTM
	NORTE: 9 803 778.20N
	ESTE: 771 011.90E

**2.6.1.6 Alcance.** El estudio de impacto ambiental definitivo se efectuó de acuerdo a lo estipulado en la guía para la elaboración del estudio de impacto ambiental definitivo (EIAD) establecido por el CONELEC. El Estudio de Impacto Ambiental se enmarcó dentro de la siguiente legislación:

- Constitución de la república del Ecuador, Artículo 19 (2). Registro Oficial No 01 del 11 de Agosto de 1998.
- Ley de gestión ambiental. Registro oficial suplemento No 418 del 10 de Septiembre de 2004.
- Reglamento a la ley de régimen del sector eléctrico. Decreto ejecutivo 2065, registro oficial suplemento 401, del 4 de Septiembre de 2004.
- Ley de prevención y control de la contaminación ambiental, codificación 20. registro oficial suplemento 418 del 10 de Septiembre de 2004.
- Reglamento ambiental para actividades eléctricas. Decreto ejecutivo 1761, registro oficial No 396 del 14 de Agosto de 2005.

- Ley del régimen del sector eléctrico. Registro oficial suplemento No 43 del 10 de Octubre de 1996.
- Ley para la constitución de gravámenes y derechos por electrificación. Registro oficial No 472 del 28 de Noviembre de 1977.
- Ley de aguas, codificación 16. Registro oficial No 339 del 20 de Mayo de 2004.
- Ley orgánica de la salud. Ley 67, Registro oficial suplemento No 423 del 22 de Diciembre de 2006.
- Ley de patrimonio cultural, codificación registro oficial No 465 del 19 de Noviembre de 2004.
- Reglamento a la ley de régimen del sector eléctrico. Decreto ejecutivo 2066, registro oficial suplemento 401, del 4 de Noviembre de 2006.
- Reglamento ambiental para actividades eléctricas. Decreto ejecutivo 1761, registro Oficial No 396 del 23 de Agosto de 2001.

## **2.6.2** *Marco legal e institucional*

**2.6.2.1** *Marco legal y normativo para la protección del ambiente.* Uno de los propósitos básicos de la evaluación de impacto ambiental es prever que un proyecto a acción no provoque impactos ambientales significativos que afecten las variables ambientales por encima de lo que la sociedad ha acordado proteger. Para hacer viable este propósito es indispensable contar con un marco legal adecuado, en el que consten las políticas y la legislación para la protección del ambiente, a las que tiene que adecuarse el proyecto o acción.

La política expresa la determinación del Gobierno y de la sociedad en general para proteger el ambiente. Aquí se incluyen las intenciones y los criterios para proteger:

- La salud de la población
- La cantidad y calidad de los recursos naturales
- Los atributos que dieron origen a las áreas naturales protegidas y las bellezas escénicas.
- Los sistemas de vida, cultura y costumbres de los grupos humanos
- Los monumentos y sitios con valor antropológico, arqueológico e histórico.



La legislación traduce la política a requisitos formales que regulan los diferentes aspectos de interés para la sociedad en general y se expresa en documentos con fuerza legal y de cumplimiento obligatorio, tales como leyes, decretos, reglamentos, normas y estándares. A manera de ejemplo, en la legislación se incluyen: las actividades humanas que requieren o no pasar por la evaluación de impacto ambiental (en general las actividades que no generan impacto significativos ni riesgos a la seguridad no requieren de un proceso de EIA); las normas primarias para proteger la salud y la vida de la población humana, las normas de calidad del agua, aire y suelo, los niveles máximos permisibles para emisiones y descargas; las resoluciones que establecen las áreas naturales protegidas y ecosistemas especiales y que regulan la aplicación de los planes de manejo correspondientes; los planes de ordenamiento territorial con diversos fines de interés ambiental; las restricciones para las zonas en la que se asientan bellezas escénicas, monumentos arqueológicos, históricos y culturales.

En las políticas y en la legislación se reconoce tres niveles: nacional, sectorial y local, mismos que deben estar adecuadamente articulados, manteniendo la mayor jerarquía del nivel nacional por sobre el nivel sectorial y de estos dos sobre el nivel local. Esto quiere decir que las normas y estándares que se apliquen en el nivel sectorial deben ser iguales o más exigentes que las correspondientes del nivel nacional, y las que se apliquen en el nivel local deben ser iguales o más exigentes que las que se exigen en los niveles nacional y sectorial.

#### **2.6.2.2 *Marco institucional y procedimental para la administración del proceso.***

Comprende al conjunto de instituciones, requisitos y procedimientos administrativos que facilitan la aplicación del proceso de EIA. El objetivo del procedimiento administrativo es implementar un sistema homogéneo para hacer más eficiente la preparación y revisión de los informes que documentan el proceso de evaluación de impacto ambiental.

Aquí se incluyen aspectos tales como:

- Las funciones de los actores principales: autoridades ambientales, promotores y sociedad civil.
- La estructura organizacional y jerárquica de los actores en el sistema;
- Los procedimientos administrativos para receptar, revisar y calificar los estudios de impacto ambiental.

- Los requisitos y contenidos mínimos de los estudios de impacto ambiental
- Los procedimientos que orientan la participación ciudadana y su interacción con las autoridades ambientales y con los promotores.

La experiencia de diversos países, incluyendo los latinoamericanos, ha demostrado la importancia que conlleva la instalación de un Sistema Nacional Único para la Evaluación de Impacto Ambiental, al proveer reglas de juego homogéneas, claras, transparentes y de aplicación general, y evitar la duplicación de esfuerzos, la aplicación de diversos requisitos y la subjetividad en la toma de decisiones. Por tal razón, desde hace dos décadas, los distintos países latinoamericanos se encuentran impulsando la creación de dichos sistemas.

Para facilitar la aplicación de la EIA en los niveles sectorial y local se está promoviendo, cada vez con mayor interés, el establecimiento de los Sub-sistemas Sectoriales y Seccionales (locales), mismos que homologan sus procedimientos y regulaciones técnico-administrativas con el Sistema Nacional, a fin de mantener el principio de unidad y de requerimientos, y contribuir a ampliar la cobertura y calidad de la EIA, dentro de ámbitos más específicos y localizados.

**2.6.3** *Identificación y evaluación de impactos.* A continuación se presenta un listado de los impactos identificados por el equipo evaluador. Se presenta un desglose del sistema, refiriéndose a los elementos del medio que en una u otra medida se verían impactados por el proyecto.

#### **2.6.3.1** *Impactos negativos*

ORIGEN: Bocatoma	Coordenadas
	NORTE: 9 805 904.90N
	ESTE: 776 134.02E
TERMINACIÓN: Hacienda	Coordenadas
	NORTE: 9 803 778.20N
	ESTE: 771 011.90E

#### ***Fase de diseño***

- Apertura de la trocha de las líneas del polígono.

- Deforestación en el polígono o línea base.
- Afectación de cultivos del entorno en la línea base.
- Afectación a las áreas de influencia de los Asentamientos Humanos en el trayecto del polígono.
- Construcción de campamento en la línea base.
- Disposición de residuos sólidos.
- Disposición de aguas residuales.
- Disposición de excretas.
- Uso de dinamita en la pesca.
- Uso de armas de fuego para la caza de animales.
- Incremento del ruido en áreas del bosque primario.
- Destrucción del hábitat, por el cual atraviesa el polígono.
- Huida de especies terrestres y arbóreas.
- Alteración de la forma de vida Comunitaria.
- Proceso de aculturación.
- Presencia de madereros en el polígono.

#### ***Fase de pre construcción***

- Desbroce del área en la cual se emplazará el campamento.
- Movimiento de tierras para la implantación del campamento.
- Emplazamiento de Campers y viviendas para el personal.
- Disposición de residuos sólidos.
- Disposición de aguas residuales.
- Contaminación de causes y cuerpos de agua con combustibles, aceites y grasas.
- Incremento del ruido.
- Contaminación del aire, por emanaciones de CO<sub>2</sub>.
- Incremento de la contaminación por infiltración en los niveles freáticos.

- Alteración de la Forma de Vida Comunitaria.
- Destrucción de la flora y fauna.
- Huida de la fauna acuática y terrestre por ruido y polución.

#### ***Fase de construcción***

- Desbroce de la línea del polígono.
- Deforestación de la línea del polígono.
- Presencia de madereros en el área.
- Movimiento de tierras.
- Contaminación de causas y cuerpos de agua a nivel superficial.
- Contaminación de aguas subterráneas, por infiltración de combustibles al subsuelo.
- Contaminación de suelos por combustibles, aceites y grasas.
- Contaminación del aire por los combustibles.
- Incremento del ruido.
- Interferencia en la Forma de Vida Comunitaria.
- Modificación del paisaje, por cortes, rellenos y taludes.
- Modificación de las características de las aguas, por en turbamiento y modificación de causas y cuerpos de agua.
- Modificación del hábitat acuático, por cambios en las características de las aguas, por disminución de las redes de cadenas tróficas.
- Destrucción del hábitat acuático, por extracción de material pétreo en los ríos, incremento de la turbidez.
- Dispersión de las especies en el territorio por la presencia de máquinas, personal y ruido, generando competencia entre especies faunísticas.
- Represamientos de causas por vertidos de material del movimiento de tierras.
- Deslizamiento de tierras por cortes en talud, en zonas altamente deleznales y por fenómenos erosivos.
- Destrucción de áreas de cultivo.

- Destrucción del hábitat terrestre, florístico y faunístico arbóreo.
- Impacto socio económico y cultural.
- Alteración del paisaje por movimientos de tierra.
- Taponamiento de los procesos de infiltración de aguas subterráneas.
- Alteración de surgentes, en áreas de recarga por acumulación de movimientos de tierras.
- Introducción de especies florísticas y faunísticas ajenas al territorio.
- Presencia de Colonización por ventas de tierras por parte de los habitantes del sector.
- Proceso de aculturación acelerado.
- Pérdida de la identidad cultural.
- Pérdida de la estructura social y de parentesco.

#### ***Fase de funcionamiento***

- Incremento del riesgo de accidentes durante la operación y mantenimiento de la central Hidroeléctrica.
- Explotación irracional de los bosques.
- Cambios en la forma de vida en la Población.
- Introducción de monocultivos en áreas depredadas.
- Destrucción de la fauna acuática por, por vertidos de aceites y grasas durante el mantenimiento.
- Contaminación de suelos por combustibles, aceites y grasas durante operaciones de mantenimiento.
- Cambios en la calidad del agua del estero.
- Abandono de tierras e introducción e internación en territorios de otros grupos humanos, generando competencia y conflicto.
- Impacto socio económico y cultural.
- Modificación del hábitat acuático, por cambios en las características de las aguas.

### ***Fase de abandono***

- Abandono de los campamentos, sin restauración del paisaje.
- Abandono de los sistemas de evacuación de aguas residuales.
- Abandono de vertederos sanitarios sin restauración.
- Abandono de maquinaria obsoleta.
- Abandono de recipientes con aceites y grasas, sin proceso de reciclaje y recuperación de los mismos.
- Abandono de materiales y herramientas obsoletas.
- Abandono del área ocupada, contaminada con aceites y grasas y otros, sin un tratamiento adecuado.
- Compactación de los suelos.

**2.6.4 Metodología de evaluación de impactos.** Se continuará realizando el estudio de impacto ambiental tomando en cuenta el levantamiento de un campamento para los contratistas y personal en general, aunque como recomendamos, este campamento no es bastante necesario ya que en las veces que se entró hacia Ulpan, sus moradores han cooperado de la mejor manera.

De acuerdo a las recomendaciones del Ministerio de Energía y Minas y el Ministerio del medio Ambiente que se han citado anteriormente, las actividades a seguir son las siguientes:

**2.6.4.1 Actividades de gestión ambiental e instrumentación en la etapa previa.** Se trata de un conjunto de actividades al inicio de la construcción de la central Hidroeléctrica.

1. Instrumentación ambiental previa: Se trata de la aprobación ambiental del proyecto por parte de la autoridad competente.
2. Adecuación ambiental previa en el sistema de generación: Se trata de la adecuación ecológica de las áreas a intervenir, además de la construcción de sistemas de tratamiento de aguas servidas y relleno.

**2.6.4.2 Actividades de gestión ambiental e instrumentación en la etapa de construcción.** En la construcción de las obras civiles, es fundamental la supervisión

ambiental permanente; para controlar a las empresas constructoras y de servicios, en el cumplimiento de la aplicación del estudio ambiental.

Las actividades centrales se numeran a continuación:

1. Supervisar el cumplimiento de los contratos de servicio de las empresas contratistas, que den cumplimiento de las medidas de mitigación y manejo ambiental que se incluyen en el Estudio de Impacto Ambiental.
2. Realizar la capacitación y educación ambiental constante a todo el personal que labora en el proyecto.
3. Realizar el monitoreo de la calidad de las aguas, conforme a un programa previsto.
4. Realizar el saneamiento ambiental y la restauración ecológica inmediata en los casos eventuales que así lo ameritan.

**2.6.5 Plan de manejo ambiental.** El plan de manejo ambiental sirve para lograr una adecuada inserción del proyecto hidroeléctrico en la población, minimizando los daños y evitando todo tipo de conflictos y costos innecesarios. Así como lograr una mayor vida útil del proyecto, minimizando los efectos adversos en las comunidades locales y la producción agrícola.

**2.6.6 Plan de prevención de impactos.** Para la prevención de impactos se debe realizar un programa de educación ambiental permanente que consiste en charlas para los trabajadores durante la construcción del proyecto acerca de un adecuado manejo del medio ambiente en el que se desarrolla este. Dentro de este plan se contempla la capacitación en cuanto al mantenimiento y limpieza de las instalaciones y a la correcta manipulación de desechos de la planta como hojas y basuras que puedan obstruir las rejillas.

Además se debe tener en cuenta y capacitar a los pobladores ante posibles avenidas que pueden poner en riesgo las obras civiles o al desbordarse puedan erosionarse el terreno.

**2.6.7 Plan de mitigación de impactos.** Las acciones de gestión ambiental incluidas en el estudio comprenden un conjunto de medidas de mitigación y/o corrección para cada impacto ambiental negativo identificado que se produzca en las etapas de construcción y operación de la central hidroeléctrica.

Luego de identificar los impactos negativos que se producirían se han determinado que estos son de baja importancia, es decir que el impacto ambiental global de la central

hidroeléctrica es baja. No obstante, en el estudio de impacto ambiental se propone una serie de medidas de mitigación y prevención de impactos negativos que se producen en el ambiente, entre estas se tienen.

***En la construcción***

- Realizar un movimiento cuidadoso de la tierra para la construcción de las obras civiles.
- Tomar las medidas de precaución en las obras civiles y mecánicas.
- Tener cuidado en el tendido de líneas eléctrica.
- Medidas en la operación de vehículos pesados y otras maquinarias.
- Manejo óptimo y adecuado de los residuos de construcción, respetando el medio ambiente circundante.

***En la operación y mantenimiento***

- Prevención de la contaminación del agua del canal.
- Prevención de accidentes en la operación y mantenimiento.
- Control de emisiones y ruido.
- tener cuidado para que no se produzcan desbordes.
- Limpieza de taludes.

**2.6.8** *Plan de contingencia ambiental.* El plan de contingencia tiene como propósito establecer las acciones necesarias, a fin de prevenir y controlar eventualidades naturales y accidentes laborales que pudieran ocurrir en el ámbito de influencia del proyecto, además, para contrarrestar los efectos dañinos generados por alguna falla de las instalaciones de seguridad o errores involuntarios en la operación y mantenimiento de los equipos.

**2.6.9** *Riesgos y peligros contingentes.* Los peligros y riesgos esperados para la zona de influencia del proyecto Hidroeléctrico, por sus características geofísicas y climáticas, se prevé la ocurrencia de acciones contingentes que se generarían por los siguientes agentes:

- Factores sísmicos.
- Fallas de estructuras.



- Accidentes de trabajo.
- Fallas en el suministro de insumos.

**2.6.10 Clasificación de las emergencias.** Existen diferentes tipos de emergencias, las cuales requieren de una calidad de respuesta adecuada a la gravedad de la situación, por ello se definen tres niveles:

- **Emergencia de grado 1:** Se trata de la afectación de un área de operación específica, la cual puede ser controlada con los recursos humanos y equipos de dicha área únicamente.
- **Emergencia de grado 2:** Se trata de aquellas emergencias que por sus características requieren de recursos internos y externos, pero no requieren en forma inmediata de la participación de la alta dirección de la empresa.
- **Emergencia de grado 3:** Se trata de aquellas emergencias que por sus características, magnitud e implicancias necesitaran de los recursos internos y externos, incluyendo a la alta dirección de la empresa para poder solucionarlos.

**2.6.11 Implantación del plan de contingencias.** Desde el inicio de las actividades del proyecto se deberá implementar un plan de contingencias, que debe comprender como mínimo las siguientes acciones:

- a) Capacitación del personal.
- b) Equipos de telecomunicaciones.
- c) Equipos de auxilios.

## CAPÍTULO III

### 3. CAPTACIÓN, CONDUCCIÓN Y DISEÑO DE OBRAS CIVILES

#### 3.1 Obra de captación

Esta obra capta el recurso del afluente, que en nuestro caso es el río Ulpan, aprovechando el caudal que hay en el momento dado.

La obra de captación deben cumplir las siguientes condiciones:

- Con cualquier calado del río debe captar un caudal preferentemente el de diseño o propuesto, especialmente en épocas de estiaje.
- Deben impedir al máximo la entrada de material sólido, flotante o en suspensión a la conducción y hacer que estos sigan el curso del río, facilitando la limpieza.
- El tipo de construcción debe estar acorde con las normas para este tipo de obras, que su operación así como su mantenimiento se efectúe minimizando los costos.
- Las descargas de crecidas deben ser evacuadas de manera segura de la obra de captación.

**3.1.1** *Captación no convencional bocatoma, desripador.* Tomando en cuenta las características que tienen los ríos de montaña como:

- Pendientes longitudinales fuertes.
- Crecientes súbitas causadas por lluvias de corta duración y que llevan gran cantidad de piedras.

Se ha diseñado la captación no convencional con rejilla en el fondo.

Para este proyecto se empleará una obra de captación con toma en el lecho, la cual capta el caudal de diseño a través de una rejilla ubicada horizontalmente y el excedente fluye por el cauce, en épocas de sequía, la toma puede captar todo el caudal del afluente y dejarlo seco, pero garantiza que el caudal necesario pase a la conducción.

**3.1.1.1** *Presa o azud.* Es un dique vertedero que cierra transversalmente casi la totalidad del cauce (KROCHIN, 1968).

Estará construido por un vertedero de pared grueso conocido como perfil de Creager, que no es más que el perfil que sigue la lámina inferior del agua que se vertiera sobre el vertedero de pared delgada.

El Azud cumple dos funciones, es un dique de desvío para caudales iguales o menores que el de captación y es un vertedero para caudales mayores al de captación.

Se diseñara como un dique para que permita dar la altura suficiente para que el caudal de captación ingrese por la rejilla de fondo y como vertedero se diseñara para el caudal de crecida, considerando que este cruzara la totalidad del río.

En ocasiones en vertederos con un perfil no adecuado, se puede ocasionar entradas intempestivas de aire debajo de la lámina vertiente, haciendo que esta se despegue y se vuelva a pegar generando cavitación y vibraciones para la estructura.

Para el cálculo del perfil es conveniente reducir la presión sobre la parte superior del azud, adaptando un perfil que esté sometido a una presión casi nula en todos sus puntos; esto es lo que trata de conseguir el perfil de Creager, que será usado en este diseño.

#### ***Cálculo del azud*** (KROCHIN, 1968)

Para el cálculo del azud se ha requerido del caudal de crecidas del río, el mismo que fue obtenido de los estudios hidrológicos adecuados, con un valor correspondiente de  $Q_c = 85 \text{ m}^3/\text{s}$ .

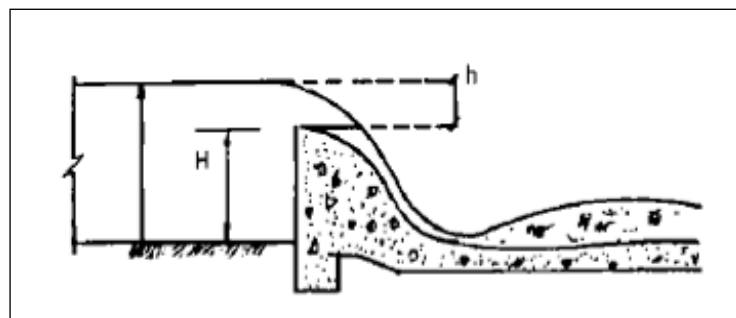
Con la siguiente ecuación encontramos una altura aproximada para luego poder asumirla. (Diseño de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas, 1997)

$$H_d = \left( \frac{Q_c}{1.84b} \right)^{2/3} \quad (1)$$

$H_d$  = Altura de azud de diseño aproximado.

$b$  = Ancho del río.

Figura 12. Esquema de presa o Azud



Fuente: ITDG, diseño de pequeñas centrales hidroeléctricas

Para el diseño del perfil de Creager se utilizará la fórmula general para un vertedero:

$$Q_c = M(b)(H_0^{3/2}) \quad (2)$$

Dónde:

$Q_c$  = Caudal de crecidas [ $m^3/s$ ]

$M$  = Coeficiente de acuerdo al perfil. En este caso ( $M = 2,21$  solo para  $H_0 = 1$ )

$b$  = Ancho del río [15.65 m]

$H_0$  = Carga sobre la cresta del vertedero [m]

El valor de  $M$  es válido solo para  $H_0$ , pero si es diferente  $M$  debe ser corregido (KROCHIN, 1968).

En este caso:

$$M = (2,21)(0,891)$$

$$M = 1,99$$

Despejando la fórmula, se la altura del azud  $H_0$ .

$$H_0 = \left( \frac{Q_c}{Mb} \right)^{2/3} \quad (3)$$

$$H_0 = \left( \frac{85 \frac{m^3}{s}}{1,99(15,65m)} \right)^{2/3}$$

$$H_0 = 1,5m$$

La altura del agua sobre la cresta del vertedero es:

$$h = 0,69H_0 \quad (4)$$

$$h = 0,69(1,5m)$$

$$h = 1,03m$$

La velocidad del agua al pasar por la cresta del azud será:

$$Q = AV \quad (5)$$

$$A = hb \quad (6)$$

$$A = (1,3m)(15,65m)$$

$$A = 20,97m^2$$

$$V = \frac{Q}{A} \quad (7)$$

$$V = \frac{85 \frac{m^3}{s}}{20,97m^2}$$

$$V = 4,05 \frac{m}{s}$$

Entonces la carga energética he será:

$$h_e = h + \frac{V^2}{2g} \quad (8)$$

$$h_e = 2,02 m$$

Con este valor calculamos las coordenadas del azud, multiplicando las coordenadas de Creager del Anexo A por 2,02, que se presentan en la Tabla 13.

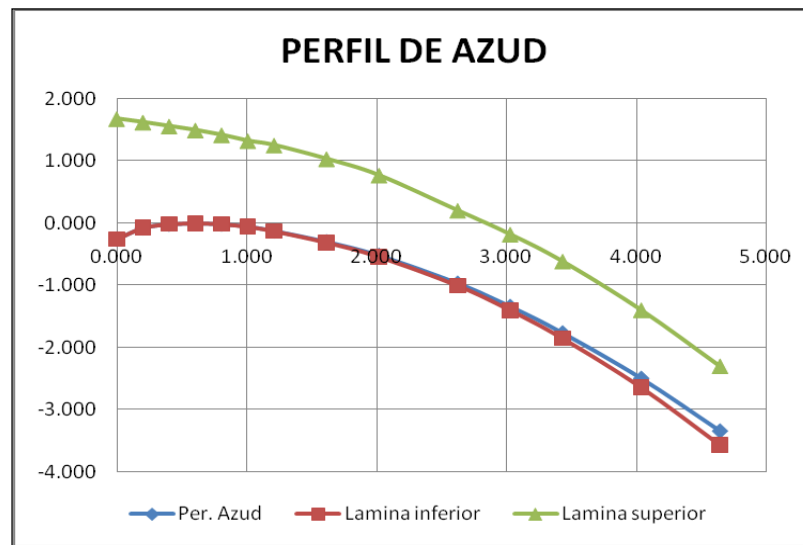
Tabla 14. Coordenadas del perfil de Creager

X	Y	Ord. infe de lamina	Ord. sup de lamina
0,000	0,255	0,25452	-1,67862
0,202	0,073	0,07272	-1,62206
0,404	0,014	0,01414	-1,55944
0,606	0,000	0	-1,4948
0,808	0,012	0,01414	-1,41804
1,010	0,051	0,05454	-1,3231
1,212	0,121	0,12726	-1,2524
1,616	0,297	0,30906	-1,03222
2,020	0,517	0,53934	-0,7676
2,626	0,964	1,00394	-0,202
3,030	1,337	1,39986	0,1818
3,434	1,763	1,85436	0,6161
4,040	2,495	2,6462	1,39986
4,646	3,341	3,57338	2,3028
5,050	3,959	4,26422	3,03
5,454	4,624	5,01364	3,7976
6,060	5,704	6,24988	5,05

Fuente: Autores

### *Perfil de azud*

Figura 13. Coordenadas del perfil de Creager para la carga energética calculada



Fuente: Autores

Como observamos en la figura 13 la gráfica obtenida es una parábola, por lo cual la ecuación de nuestra curva que gobierna nuestro perfil de azud es la siguiente.

$$y = -0,195x^2 + 0,201x - 0,107 \quad (9)$$

Al pasar por encima del vertedero, el agua gana una altura sobre el lecho del río aguas arriba y aguas abajo del mismo, lo que puede ocasionar erosión si no se disipa la energía para la cual se diseña el resalto hidráulico el cual, garantiza además la estabilidad del azud.

Para el cálculo hay que asumir un  $\Delta h$  aproximado, para encontrar  $h_1$  o la profundidad del lecho aguas abajo, en este caso suponemos un  $\Delta h = 2,5$  m.

Entonces la velocidad de caída será:

$$V_1 = \sqrt{2g\Delta h} \quad (10)$$

$$V_1 = \sqrt{2(9,8 \frac{m}{s^2})(2,5m)}$$

$$V_1 = 7,1 \frac{m}{s}$$

Con la ecuación de la continuidad se obtiene la altura  $h_1$ .

$$Q_c = AV = (h_1 b)V \quad (11)$$

$$Q_c = (h_1 b)V$$

$$h_1 = \frac{Q_c}{bV} \quad (12)$$

$$h_1 = 0,76m$$

Ahora se calcula la altura total del agua  $H_e$  del río aguas arriba que es igual a  $h_e + h_{azud}$ , de donde es:

$$H_e = h_{azud} + h_e \quad (13)$$

$$H_e = h_{azud} + h + \frac{V^2}{2g} \quad (14)$$

$$H_e = 2,5m + 1,34m + \frac{(4,05 \frac{m}{s})^2}{2(9,8 \frac{m}{s^2})}$$

$$H_e = 4,5m$$

Por lo tanto, la profundidad de la cuenca o del colchón de agua será:

$$Pc = H_e - \Delta h - h_1 \quad (15)$$

$$4,5m - 2,6m - 0,76m = 1,14m$$

La profundidad de aguas abajo será:

$$h_2 = 1,14m + h \quad (16)$$

$$h_2 = 1,14m + 1,34m$$

$$h_2 = 2,48m$$

De acuerdo a la fórmula de Merriam el requerimiento de profundidad aguas abajo  $h_2$  es:

$$h_2 = \frac{0,45(Qc)}{\sqrt{h_1}} \quad (17)$$

$$h_2 = 2,80m$$

Como:  $2,80\text{ m} > 2,48\text{ m}$ , nos hace falta  $0,32\text{ m}$  de donde redondeamos a la cuenca una profundidad de  $1,50\text{ m}$ , con lo que se tiene (ITDG, 1995).

$$h_2 = 1,50\text{m} + 1,34\text{m}$$

$$h_2 = 2,84\text{m}$$

Debido a que el requerimiento de la profundidad de la cuenca aguas abajo, de acuerdo a la fórmula de Merriam es menor a la que se calculó, se puede decir que las dimensiones de las profundidades  $h_1$  y  $h_2$  son correctas.

Es correcto que  $h_2$  sea mayor que  $h_1$  para que el resalto este bien diseñado y su construcción sea conveniente. En ocasiones es necesario que el zampeado este en contrapendiente para garantizar estas condiciones y se recomienda que el ángulo no sea mayor a  $10^\circ$ .

Cálculo de la altura del diente al final del zampeado:

$$e_z = 0,08 \left( H_{az}^{2/3} \right) (P) \quad (18)$$

$$e_z = 0,12\text{m}$$

Para que se forme un resalto hidráulico es necesario dar una longitud al zampeado.

***Cálculo de la longitud del zampeado*** (ITDG, 1995)

$$L_z = 2,5(1,9h_2 - h_1) \quad (19)$$

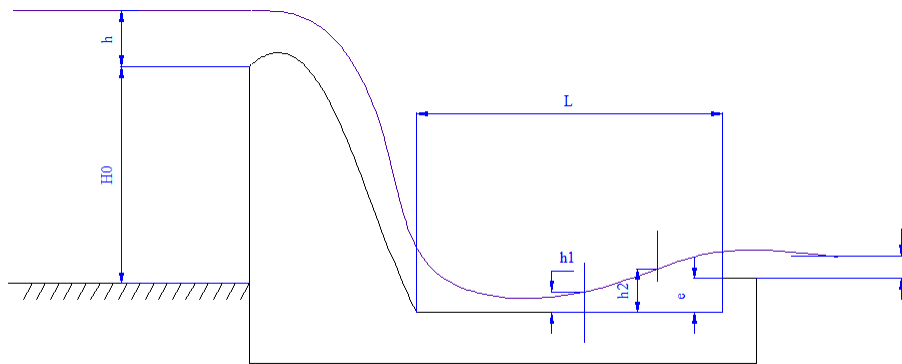
$$L_z = 2,5(1,9(2,84\text{m}) - 0,76\text{m})$$

$$L_z = 3,8\text{m}$$

Con este cálculo se puede decir que la longitud del zampeado es de  $3,8\text{ m}$ . en la Figura 14 se muestra con detalle las medidas que han sido cuantificadas anteriormente.



Figura 14. Dimensiones del Azud



Fuente: Autores

Para evitar la erosión en la zona posterior de la bocatoma y que en el lecho del río pueda sufrir cambios bruscos en su morfología que pueda afectar al lecho del mismo y el medio circundante, por lo cual se realiza obras de protección que evitan estos inconvenientes:

El diámetro medio del material con el que se puede proteger el cauce es:

$$D_m = \frac{1,4}{\Delta} \left( \frac{V^2}{2g} \right) \quad (20)$$

$$\Delta = \frac{\gamma_{sol} - \gamma_w}{\gamma_w} \quad (21)$$

Los parámetros de la ecuación anterior son:

$\gamma_{sol}$  = Peso específico del material 2,5 a 2,7  $\gamma_w$

$\gamma_w$  = Peso específico del agua.

$V$  = Velocidad en condiciones uniformes aguas abajo.

$$\Delta = 1,7$$

$$D_m = 0,160m$$

Es decir que el material con el que se puede proteger el cauce del río para que no se erosione el cauce subsiguiente a la toma debe ser piedra bola de un diámetro mayor o igual a la calculada anteriormente. La profundidad de protección agua abajo del colchón depende del tipo de material que se tiene en el lecho del río y está dado por la fórmula.

$$d_s = (1,75 a 2,25)h \quad (22)$$

Donde h se obtiene de la siguiente ecuación:

$$h = 1,34 \left( \frac{Q_d^2}{F_B} \right)^{1/3} \quad (23)$$

Y  $F_B$  se halla de la siguiente manera:

$$F_B = 1,76 \sqrt{d_m} \quad (24)$$

$d_m$  = Diámetro medio de las partículas existentes en el río.

El diámetro medio del material que se utilizará para la protección en el lecho del río aguas abajo del resalto hidráulico es de 15 mm de donde se calcula las variables anteriores.

$$F_B = 0,68$$

$$h = 1,10$$

$$d_s = 1.80m$$

Esta profundidad se aprecia en la figura 15.

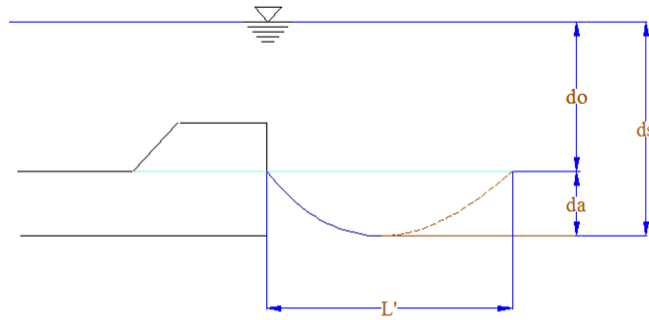
Si se toma  $d_o$  una altura de 0,70 m entonces la profundidad aproximada que debe existir para proteger el lecho del río, aguas abajo del colchón es de 1,5 m. La longitud de colchón de agua que se debe tomar es:

$$L' = (1,5 a 2)d_s \quad (25)$$

$$L' = 2,10m$$

Con esto se garantiza que tanto el azud como el lecho del río posterior a la bocatoma, estén protegidos contra la erosión.

Figura 15. Profundidad de protección al final del zampeado



Fuente: Autores

**Estabilidad del azud.** Una vez obtenidas las dimensiones del azud, se debe analizar la estabilidad del mismo, que debe ser analizada desde tres puntos de vista (ITDG, 1995):

- Estabilidad contra el volteo.
- Estabilidad contra el deslizamiento.
- Estabilidad contra los asentamientos diferenciales.

Solo se analizará los dos primeros casos, ya que el tercer estudio solo se realiza cuando el suelo de sustentación tiene poca resistencia, en este caso el terreno es estable compuesto de piedras, por lo cual es estable.

Para verificar la estabilidad de nuestro azud diseñado, donde podremos indicar que es el adecuado cuando cumpla las siguientes condiciones:

$$f_{\max} \leq f_{\text{disp}} \quad (26)$$

$$f_{\min} \leq f_{\text{disp}} \quad (27)$$

Para ello se deberá calcular otros parámetros como:

### 1. Ecuación del área del azud

$$A = (Y_m - c)xm - a \frac{xm^3}{3} - b \frac{xm^2}{2} \quad (28)$$

Dónde:

$X_m, Y_m$  = Distancias máximas del perfil de Creager.

$a, b, c$  = coeficientes de la ecuación del perfil de obtenido.

$$A = 10,67 \, m^2$$

## 2. Momento de la región

$$M_y = \frac{(Ym - c)xm^2}{2} - \frac{bxm^3}{3} - \frac{axm^4}{4} \quad (29)$$

$$M_y = 22,27 \text{ Nm}$$

## 3. Centro de gravedad

El centro de gravedad se tomará a partir del eje de las ordenadas, y para su cálculo nos ayudaremos de la siguiente expresión:

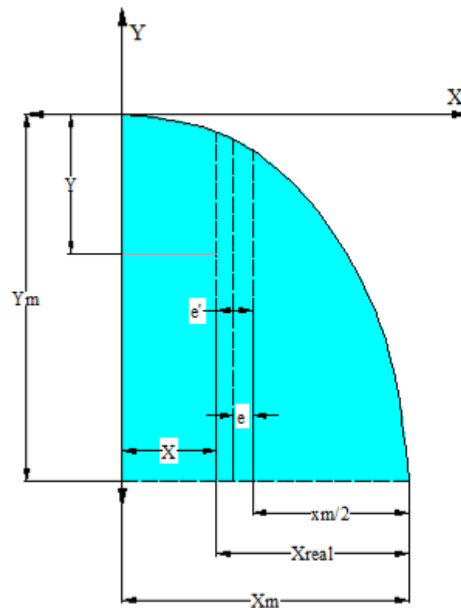
$$\bar{x} = \frac{M_y}{A} \quad (30)$$

$$\bar{x} = 2,087 \text{ m}$$

$$\bar{x}_{real} = xm - \bar{x} \quad (31)$$

$$\bar{x}_{real} = 2,55 \text{ m}$$

Figura 16. Dimensiones del Azud



Fuente: Krochin, Diseño hidráulico

## 4. Cálculo del peso del Azud con respecto a la longitud

$$W = \gamma_{concreto}(A) \quad (32)$$

Dónde:

$\gamma$ : peso específico del concreto [23 520 N/m<sup>3</sup>]

$$W = 250\,958,4 \frac{N}{m}$$

**5. Distancia donde se aplica la fuerza  $\vec{P}$  desde la cresta del vertedero**

$$Y = \frac{Ym}{-3} \quad (33)$$

$$Y = 1,11\,m$$

**6. Cálculo de la fuerza  $\vec{P}$  con respecto a la longitud**

$$\vec{P} = \rho_{agua} \frac{Ym^2}{2} \quad (34)$$

Dónde:

$\rho_{agua}$ : Densidad del agua a 15°C [1 000 kg/m<sup>3</sup>]

$$\vec{P} = 5581,14\,N/m$$

$$x = \frac{\vec{P}y}{W} \quad (35)$$

$$x = 0,024\,m$$

**7. Cálculo de la excentricidad  $e'$  con respecto al centro del Azud**

$$e' = x_{real} - \frac{xm}{2} \quad (36)$$

$$e' = 0,23\,m$$

Ya que nuestro  $e'$  es un valor positivo, nos da a entender que el mismo se encuentra hacia la izquierda del centro.

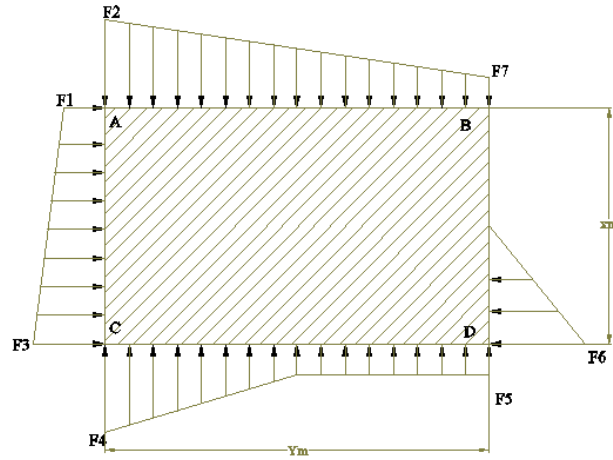
Entonces el siguiente valor de  $e''$ , servirá para determinar la condición del Azud.

$$e'' = e' - x \quad (37)$$

$$e'' = 0,21\,m$$

8. Cálculo que ejerce la estructura sobre la roca donde se unen las fuerzas 3 y 4

Figura 17. Fuerzas actuantes sobre el Azud



Fuente: Autores

Como se puede observar en la figura 17, los momentos críticos a analizar serán.

$$f_{\max} = \frac{W}{|A|} \left( 1 + 6 \frac{e}{xm} \right) \quad (38)$$

$$f_{\max} = 29898,64 \frac{N}{m^2}$$

$$f_{\min} = \frac{W}{|A|} \left( 1 - 6 \frac{e}{xm} \right) \quad (39)$$

$$f_{\min} = 17141,35 \frac{N}{m^2}$$

Ya que la resistencia promedio de la roca es de 98000 N/m<sup>2</sup>, entonces comprobamos las condiciones anteriores tendremos que:

$$f_{\max} \leq f_{disp}$$

$$29898,64 \leq 98000 \text{ OK}$$

$$f_{\min} \leq f_{disp}$$

$$17141,35 \leq 98000 \text{ OK}$$

**Verificación del desplazamiento del azud.** Como se muestra en la figura 17 podemos encontrar todas las fuerzas que actúan sobre el azud, es por ello que es imprescindible calcular el valor de cada uno de ellos y así poder comprobar el factor de seguridad ante el desplazamiento de nuestro azud, donde tendremos:

**1. Cálculo de la fuerza dada por la carga energética del fluido F1**

$$F_1 = \left( \frac{V^2}{2g} + h \right) \rho_{agua} \quad (40)$$

Dónde:

V = velocidad de acercamiento del río [m/s]

$$F_1 = 2\,020 \frac{kg}{m^2}$$

**2. Cálculo de la fuerza dada por la altura de carga del Fluido F2**

$$F_2 = h \rho_{agua} \quad (41)$$

$$F_2 = 1\,340 \frac{kg}{m^2}$$

**3. Cálculo de la fuerza dada por la carga energética y la altura total del agua sobre el lecho del río F3**

$$F_3 = \left( \frac{V^2}{2g} + h + He \right) \rho_{agua} \quad (42)$$

$$F_3 = 6\,520 \frac{kg}{m^2}$$

**4. Cálculo de la fuerza dada por la altura de carga y la altura total del agua sobre el lecho del río F4**

$$F_4 = (h + He) \rho_{agua} \quad (43)$$

$$F_4 = 5\,840 \frac{kg}{m^2}$$

5. Cálculo de la fuerza dada por la altura de carga y la altura total del agua sobre el lecho del río F5, F6, F7

$$F_5 = Pc(\rho_{agua}) \quad (44)$$

$$F_5 = 1\,140 \frac{kg}{m^2}$$

$$F_5 = F_6 \quad (45)$$

$$F_6 = 1\,140 \frac{kg}{m^2}$$

$$F_7 = h_1(\rho_{agua}) \quad (46)$$

$$F_7 = 760 \frac{kg}{m^2}$$

6. Cálculo de la fuerza dada por las cargas horizontales a la izquierda del azud F8

$$F_8 = (F_3 + F_1) \frac{H_e}{2} \quad (47)$$

$$F_8 = 1\,9215 \frac{kg}{m^2}$$

7. Cálculo de la fuerza dada por la carga horizontal a la derecha del azud F9

$$F_9 = \frac{F_5(Pc)}{2} \quad (48)$$

$$F_9 = 649,8 \frac{kg}{m^2}$$

8. Cálculo de la fuerza producida por el peso del azud F10

$$F_{10} = |A| \rho_{concreto} \quad (49)$$

Dónde:

$\rho_{concreto}$ : Densidad del concreto [2400 kg/m<sup>3</sup>].

$$F_{10} = 25\,608 \frac{kg}{m^2}$$



**9. Cálculo de la fuerza dada por la carga vertical dirigida hacia abajo F<sub>11</sub>**

$$F_{11} = (F_2 + F_7) \frac{xm}{2} \quad (50)$$

$$F_{11} = 4\,878,3 \frac{kg}{m^2}$$

**10. Cálculo de la fuerza por cargas verticales dirigidas hacia arriba F<sub>12</sub>**

$$F_{12} = (F_4 + F_6) \frac{xm}{4} + F_6 \frac{xm}{2} \quad (51)$$

$$F_{12} = 10\,755,49 \frac{kg}{m^2}$$

**11. Cálculo de la fuerza por cargas verticales dirigidas hacia arriba F<sub>RV</sub>.**

$$F_{RV} = F_{10} + F_{11} - F_{12} \quad (52)$$

$$F_{RV} = 19\,730,81 \frac{kg}{m^2}$$

**12. Cálculo de las fuerzas resultantes de las cargas horizontales F<sub>RH</sub>**

$$F_{RH} = F_8 - F_9 \quad (53)$$

$$F_{RH} = 18\,565,2 \frac{kg}{m^2}$$

Si consideramos un coeficiente de rozamiento entre la roca y el concreto de  $\mu_{roca} = 0.85$  tendremos (ITDG, 1995):

$$F_{RB} = F_{RV} (\mu_{roca}) \quad (54)$$

$$F_{RB} = 34\,485,19 \frac{kg}{m^2}$$

Luego se procede a calcular el coeficiente de seguridad para poder observar si el diseño propuesto para el azud es el correcto, de donde tendremos:

$$n_{seg} = \frac{F_{RB}}{F_{RH}} \quad (55)$$

$$n_{seg} = 1,9$$

Este factor demuestra que la fuerza resultante que mantiene pegado al azud con el piso, es mayor que la fuerza horizontal resultante, por lo que su diseño es correcto.

**Verificación al volteo del azud.** Procederemos a la verificación del azud contra un posible volteo, para lo cual es conveniente realizar el análisis de momentos sobre un punto de la estructura en el punto D.

$$M_{D1} = F_1 \frac{He^2}{2} + (F_4 - F_2) \frac{He^2}{6} \quad (56)$$

$$M_{D1} = 35\ 640\ kg$$

$$M_{D2} = F_6 \frac{xm^2}{2} + (F_4 - F_6) \frac{xm}{4} \left( \frac{xm}{2} + \frac{xm}{3} \right) \quad (57)$$

$$M_{D2} = 33\ 439,25\ kg$$

Es decir el momento total de volteo es:

$$\sum M_v = M_{D1} + M_{D2} \quad (58)$$

$$\sum M_v = 69\ 079,25\ kg$$

Ahora se procede a calcular el momento total resistente del concreto, es decir tendremos:

$$M_{concreto} = \bar{x}real(W) \quad (59)$$

$$M_{concreto} = 639\ 943,92\ N \quad [65\ 300\ kg]$$

$$\sum M_R = F_7 \frac{xm^2}{2} + (F_2 + F_7) \frac{xm^3}{3} \quad (60)$$

$$\sum M_R = 27\ 590,92\ kg$$

Es decir el momento total de resistencia será:

$$M_Z = M_{concreto} + \sum M_R \quad (61)$$

$$M_Z = 92\ 890,92\ kg$$

Se procede a verificar el coeficiente de seguridad contra el volteo donde:

$$n = \frac{M_z}{\sum M_v} \quad (62)$$

$$n = 3,3$$

Se puede decir que el diseño es adecuado, el factor de seguridad es alto.

**Compuerta de lavado.** Es evidente que será necesario realizar trabajos de mantenimiento en la central hidroeléctrica, es por ello que es de vital importancia la realización de compuertas que permitan el desfogue total del caudal del río (ORTIZ, 2011).

Para su diseño es recomendable tomar el caudal que circule por la compuerta, sea un porcentaje mayor al caudal a captar, para lo cual nos ayudaremos con la expresión:

$$Q = K(e)(a)(b_c) \left( \sqrt{2g \left( H_e + \frac{v^2}{2g} - ea \right)} \right) \quad (63)$$

Dónde:

$K$  = constante (0,95 - 0,97)

$a$  = apertura de la compuerta.

$b_c$  = ancho de la compuerta.

$e_d$  = coeficiente dado en función de  $a/H$

$H_e$  = altura total del agua sobre el lecho del río.

$v$  = velocidad de acercamiento del río.

$g$  = aceleración de la gravedad.

Ya que la altura  $H_e$  dentro del azud es de 4,5 m, entonces nos asumiremos un valor de apertura de 1,2 m y un ancho de la compuerta de 0,8 m.

Para el cálculo del coeficiente  $e$ , es necesario determinar la relación existente entre  $a$  y  $H$ , entonces:

$$e_d = \frac{a}{H_e} \quad (64)$$

$$e_d = 0,22$$

Al encontrar todos los parámetros, procedemos a remplazar en la ecuación:

$$Q = 2,78 m^3$$

El valor obtenido nos da a entender que necesitamos de una compuerta de lavado al extremo del azud, la misma que podrá evacuar la totalidad del caudal en épocas de estiaje.

**Muros de conformación.** Son las partes laterales que permiten confinar al río en el tramo en el cual se ejecutara la captación. El cálculo del muro es netamente estructural (ORTIZ, 2011).

**Cálculo del muro.** Este debe ser tomado en cuenta para las crecidas del río.

$$h_m = H + H_o + s \quad (65)$$

Dónde:

$h_m$  = Altura del muro. [m]

$H$  = Altura de diseño aproximada del azud. [m]

$H_o$  = Carga sobre el azud [m]

$s$  = Altura de seguridad. [0.5 m]

$$h_m = 2,1m + 1,94 + 0,5$$

$$h_m = 4,54m$$

**3.1.1.2 Rejilla de admisión.** La rejilla cuyos elementos están conformados por platinas de hierro que permitirá soportar cargas medianas se ha dividido con perfiles metálicos de 5 cm de alto por 0,6 cm de espesor con una separación de 5 cm (ORTIZ, 2011).

Se ha previsto una obstrucción de 50% y tendría una inclinación de 5° con la horizontal.

Datos generales del río son:

$$Q_d = 0,8 m^3/s$$

$$b = 15,65 [m] \text{ (ancho del río)}$$

$$I_o = 8\% \text{ (pendiente del río)}$$

$$n = 0,035 \text{ coeficiente de rugosidad de Manning (ver Anexo G)}$$

Para el diseño de la reja de admisión se parte de la ecuación de caudal captado por la bocatoma.

$$Q = c\mu bL(2gh)^{1/2} \quad (66)$$

Dónde:

Q = Caudal de captación. [m<sup>3</sup>/s]

h = altura inicial del agua [m]

$\mu$  = Coeficiente de derrame de la rejilla.

b = ancho total del vertedero [m].

L = Longitud de la rejilla [m].

g = Aceleración de la gravedad [m/s<sup>2</sup>].

c = coeficiente de contracción.

Para la construcción de rejilla se ha seleccionado barrotes rectangulares de dimensiones específicas, la cual está en el Anexo E.

El coeficiente de derrame igual a  $\mu = 0,68 - 0,85$ . También está en el Anexo D escogemos el valor de:

$$\mu = 0,75$$

El coeficiente de contracción de la reja es:

$$c = 0,6 \left( \frac{a}{d} \right) \cos^{2/3}(\beta) \quad (67)$$

Dónde:

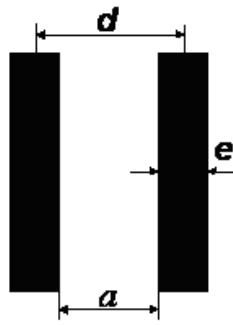
a = Apertura o espaciamiento entre las barras de la rejilla [m].

d = Distancia entre ejes de las barras [m].

$\beta$  = Ángulo de inclinación de la rejilla [°].

Se ha seleccionado las siguientes dimensiones para la rejilla.

Figura 18. Medidas a tomar en cuenta en los barrotes de la rejilla



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

Dónde:

$a$  es el espaciamiento entre los barrotes y es igual a:

$$a = 5 \text{ cm}$$

Como se escogió el espesor del barrote de:

$$e = 5 \text{ cm}$$

Con estos datos se encuentra la distancia entre ejes de las barras.

$$d = a + e \tag{68}$$

$$d = 5 \text{ cm} + 5 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

Remplazando en la ecuación (67) del coeficiente de contracción tenemos:

$$c = 0,6 \left( \frac{4 \text{ cm}}{9 \text{ cm}} \right) \cos^{3/2}(6^\circ)$$

$$c = 0,238$$

Tabla 15. Valor de X de acuerdo al ángulo de inclinación de la rejilla

B	X
0°	1.00
2°	0.980
4°	0.964
6°	0.944
8°	0.927
10°	0.910
12°	0.894
14°	0.879
16°	0.865
18°	0.851
20°	0.837
22°	0.825
24°	0.812
26°	0.800

Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

La altura inicial  $h$  del agua dada en metros es:

$$h = \frac{2}{3} \chi h_o \quad (69)$$

Dónde:

$h_o$  = Es el nivel mínimo de aguas en el río.

$\chi$  = Coeficiente según la inclinación de la rejilla.

Para un ángulo de inclinación de 6°, se tiene un coeficiente de captación X igual a:

$$\chi = 0,944$$

Remplazando en la ecuación (69) de la altura inicial del agua el valor de  $\chi$  de acuerdo a la Tabla 3 y  $h_o$  encontramos el valor de h.

$$h = \frac{2}{3} (0,944) (0,2) m$$

$$h = 0,126 m$$

A partir de la ecuación del caudal a captar se determina el ancho del vertedero y la longitud de la rejilla, están dados según las condiciones del terreno, se asume un valor del ancho de la toma de agua (b), el cual será corregido posteriormente.

Como el ancho del río es de 15,65 m se asume un valor de: [6 m]

Reemplazamos la información obtenida en la ecuación (66) del canal de captación obtenemos:

$$Q = (0.264)(0.75)bL((2)(9.81)(0.126))^{1/2}$$

Dado que las medidas de  $b$  y  $L$  están dadas según las condiciones de terreno, en la Tabla 16, indicamos varios valores de ellos:

Tabla 16. Valores de ancho del vertedero y longitud de rejilla de acuerdo al caudal y condiciones de terreno

	<b>Q (m³/s)</b>	<b>b (m)</b>	<b>L (m)</b>
1	0,8	1	2,85
2	0,8	2	1,43
3	0,8	3	0,95
4	0,8	4	0,71
5	0,8	6	0,48

Fuente: Autores

Se analizarán todas las opciones con el fin de determinar cuál de ellas se ajusta a las condiciones del terreno.

La rejilla tiene las siguientes características:

El ancho de la rejilla  $b'$  para la toma de agua está compuesto por el ancho de la toma de agua  $b$  más el espacio ocupado por los barrotes.

$$n = \frac{b}{a} \quad (70)$$

Dónde:

$n$  = número de espacios entre los barrotes

$a$  = espaciamiento entre barrotes

$b$  = ancho de la toma de agua

Lo cual indica que el número de barrotes  $N$ , incluidos los soportes es de:

$$N = n + 1 \quad (71)$$

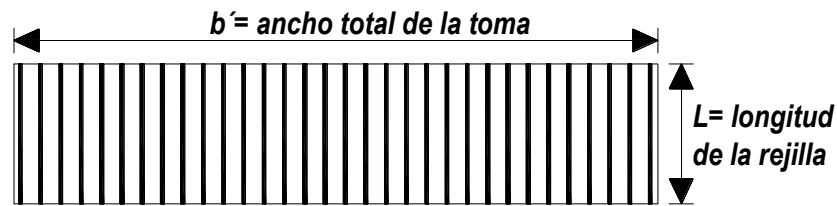
De forma que el ancho total de la toma de agua  $b'$ , incluida la rejilla es de:

$$b' = b + Ne \quad (72)$$



En la figura 19, se muestra las dimensiones de la rejilla.

Figura 19. Dimensiones principales de la rejilla



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

En la Tabla 17 mostramos los valores para las todas las opciones:

Tabla 17. Valores calculados para diferentes anchos de vertedero

	Opción 1	Opción 2	Opción 3	Opción 4	Opción 5
<b>n</b>	20	40	60	80	120
<b>N</b>	21	41	61	81	121
<b>b'</b>	7,05	8,05	9,05	10,05	12,05

Fuente: Autores

Elegimos la opción 5 debido a que la rejilla es de medidas adecuadas y estéticamente mejor.

Debido a que la rejilla puede obstruirse con hojas, ramas y otros elementos que evitan la captación del caudal de diseño, la longitud de la rejilla se incrementa en un 20% para compensar la obstrucción y es igual a:

$$L' = 1,2L \quad (73)$$

$$L' = 0,58m$$

**3.1.1.3 Canal colector.** El ancho del canal  $B$  con una pendiente interna  $I$  de 8% ( $5^\circ$ ) corresponde a la componente horizontal de la longitud de la rejilla, es decir (ORTIZ, 2011):

$$B = L' \cos \beta \quad (74)$$

Donde  $\beta$  es el ángulo de inclinación de acuerdo a las figuras 9 y 10.

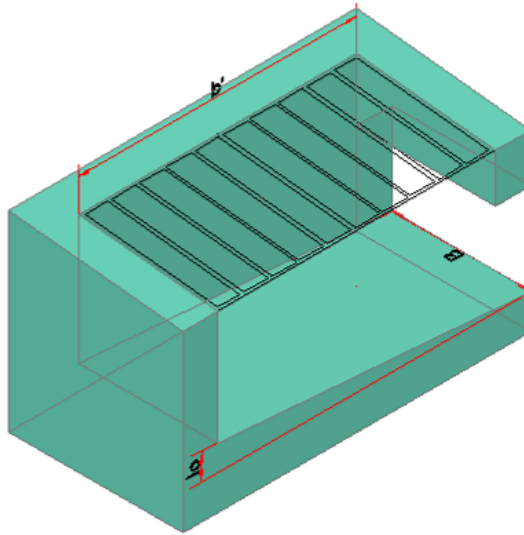
$$B = 0,58m$$

La profundidad crítica del canal  $Y_c$  es:

$$Y_c = \left( \frac{Q_d^2}{gB^2} \right)^{1/3} \quad (75)$$

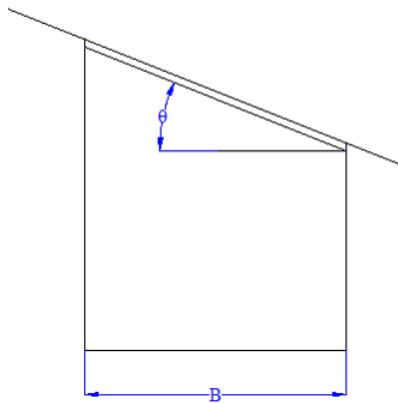
$$Y_c = 0,404 \text{ m}$$

Figura 20. Dimensiones de la cámara colectora



Fuente: Autores

Figura 21. Dimensiones de la cámara colectora vista lateral



Fuente: Autores

La velocidad crítica del agua en el canal es:

$$V_c = (gY_c)^{1/2} \quad (76)$$

$$V_c = 1,99 \frac{m}{s}$$

La altura del agua al final del canal es:

$$H_2 = 1,1Y_c \quad (77)$$

$$H_2 = 0,44 \text{ m}$$

Para asegurar un mejor funcionamiento un rango de seguridad  $K_s$  el cual en este caso es 0,5:

$$P = 0,5H_2 \quad (78)$$

$$P = 0,22 \text{ m}$$

Para el muro de contención se escoge un ancho de 20 cm:

$$a_m = 0,2 \text{ m}$$

La longitud del canal colector es:

$$b'' = \frac{b' + a_m}{\cos(I)} \quad (79)$$

$$b'' = 12,3 \text{ m}$$

La altura correspondiente a la pendiente del canal es:

$$h = b'' \sin(I) \quad (80)$$

$$h = 0,612 \text{ m}$$

La altura inicial del agua en el canal es:

$$H_1 = \sqrt{\left(2 \frac{Y_c^3}{H_2} + \left(H_2 - \frac{LI}{3}\right)^2\right)} - \frac{2LI}{3} \quad (81)$$

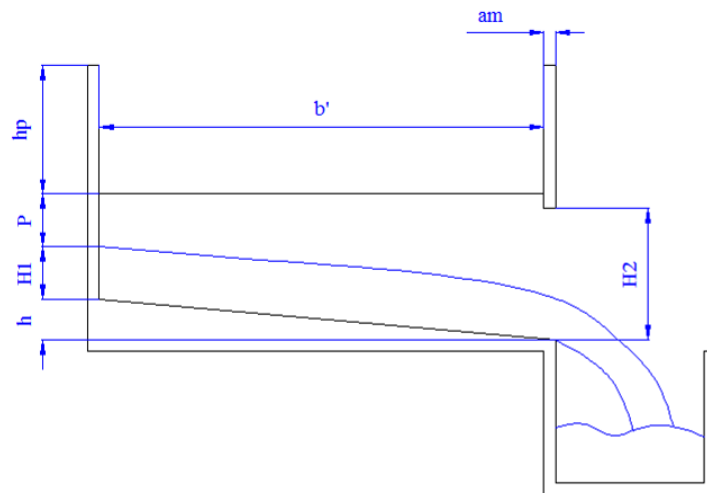
$$H_1 = 0,830 \text{ m}$$

La velocidad final del agua en el canal es:

$$V_f = \frac{Q_d}{H_2 B} \quad (82)$$

$$V_f = 1,81 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Figura 22. Dimensiones de la galería vista frontal



Fuente: Autores

Para comprobar que el diseño de la galería es acertada se debe cumplir con la siguiente condición:

$$V_f < V_c \quad (83)$$

$$1,81 \frac{m}{s} < 1,99 \frac{m}{s}$$

Dado que la velocidad final es menor que la velocidad crítica, el dimensionamiento de la toma de agua de fondo es acertado.

**3.1.1.4 Desripiador.** Es una estructura hidráulica denominada también trampa de sedimentos, dependiendo del diámetro que retiene; dicha estructura permite separar el caudal solido del caudal líquido y está destinada a retener todos los materiales sólidos que pasan por la rejilla.

El desripiador funciona también como una válvula de control para el caudal que ingresa a la captación al paso de una crecida, su funcionamiento es también a la velocidad con la que recorre la estructura, esta debe ser lo suficientemente pequeña como para que se quede atrapados los sedimentos gruesos, esta trampa será de limpieza intermitente, puesto que periódicamente se levantara la compuerta de purga que nos permite evacuar de nuevo los sedimentos del río.

Para el dimensionamiento de la toma de agua se eligen los siguientes parámetros como se indica en la figura 22.

El caudal que se debe verter a través del rebosadero ubicado en el desripiador, debe tener un ancho  $b_2$  igual a:

$$b_2 = \frac{Q_d}{s(M)(H^{3/2})} \quad (84)$$

Dónde:

$Q_d$  = caudal de diseño ( $m^3/s$ )

$s$  = coeficiente de corrección de sumersión

$M$  = constante

$H$  = carga sobre la cresta

Según Bazin, el coeficiente de corrección  $s$  es igual a:

$$s = 1,05 \left( 1 + 0,2 \left( \frac{h_n}{Y_2} \right) \right) \left( \frac{Z}{H} \right)^{1/3} \quad (85)$$

Dónde:

$Z$  = diferencia de elevación de las superficies de aguas arriba y debajo de la cresta

$h_n$  = elevación del agua bajo el vertedero sobre la cresta

$Y_2$  = elevación de la cresta sobre el fondo (altura del desripiador)

Reemplazando en la ecuación (83), los valores asumidos de  $h_n = 0,25$  m,  $Z = 0,15$  m,  $Y_2 = 1.5$  m y  $H = 0,4$  m, tenemos que:

$$s = 0,788$$

Según Konovalov, la constante  $M$  es igual a:

$$M = \left[ 0,407 + \frac{0,045H}{H + Y_1} \right] \left[ 1 + 0,285 \left( \frac{H}{H + Y_1} \right)^2 \right] \sqrt{2g} \quad (86)$$

Dónde:

$Y_1$  = altura del umbral sobre el fondo del río (debe ser como mínimo  $0,6 - 0,8$  m) = 1 m

$g$  = aceleración de la gravedad [ $m/s$ ]

$$M = 1,90$$

De tal forma, según la ecuación (84), el ancho del vertedero es igual a:

$$b_2 = 2,1 m$$

La longitud del desripiador es aproximadamente igual a la longitud de una transición, es recomendado que el ángulo máximo entre el eje del canal y de línea que une los puntos de la transición correspondientes a la entrada (vertedero) y a la salida (conducción) no sea superior a  $12,5^\circ$ , de forma que la longitud del desripiador equivale a:

$$L_d = \frac{(b_1 - b_2)}{2 \operatorname{tg}(12,5)} \quad (87)$$

Dónde:

$b_1$  = ancho de la toma de agua [12.05 m]

$b_2$  = ancho del vertedero [m]

$$L_d = 10.6 m$$

La pendiente del canal del desripiador, la cual debe ser elevada para arrastrar piedras y otros elementos que han quedado, se determina de la siguiente forma:

$$j_c = \frac{v_d^2 n_r^2}{R^{4/3}} \quad (88)$$

Dónde:

$V_d$  = velocidad del agua [m/s]

$n_r$  = coeficiente de rugosidad ( $n = 0,025$ ), (ver Anexo G).

$R$  = radio hidráulico.

Estos elementos se determinan de la siguiente forma:

$$v_d = \frac{Q_d}{A_d} \quad (89)$$

$$R = \frac{A_d}{P} \quad (90)$$

Dónde:

$Q_d$  = caudal de diseño.

$A_d$  = área.

$P$  = perímetro mojado.

El perímetro mojado se determina mediante la siguiente expresión:

$$P = b_s + 2(d_c)(\sqrt{1 + m^2}) \quad (91)$$

Dónde:

$b_c$  = ancho de la solera = 0,8672 m

$d_c$  = calado = 0,75 m.

$m$  = talud de las paredes = 0,05

$$P = 2,369 \text{ m}$$

El área es igual a:

$$A_d = b_s d_c + m d_c^2 \quad (92)$$

$$A_d = 0,679 \text{ m}^2$$

Reemplazando estos valores en las ecuaciones (90), (91) y (92), obtenemos:

$$v_d = 0,22 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$R = 0,29 \text{ m}$$

$$j_c = 0,0002$$

**3.1.1.5 Compuerta de lavado del desripiador.** Es una construcción normalmente de regulación y a veces de cierre completo (ORTIZ, 2011).

Es una estructura móvil que permite el control total o parcial del flujo. La compuerta tiene por objetivo evacuar los sedimentos que se han almacenado al lado de la rejilla y se encuentran en el desripiador, esta compuerta está ubicada siempre con el calado con el que sale el caudal de captación, la altura de apertura de dicha compuerta debe ser determinada al calcular la galería de fondo.

Al abrir la compuerta, el caudal que sale equivale a:

$$Q_{scd} = K(e_d)(a_c)(b_c) \sqrt{2g \left( H_e + \frac{v_{cd}^2}{2g} - (e_d)(a_c) \right)} \quad (93)$$

Dónde:

$K$  = constante

$a_c$  = apertura de la compuerta.

$b_c$  = ancho de la compuerta.

$e_d$  = coeficiente dado en función de  $a/H$

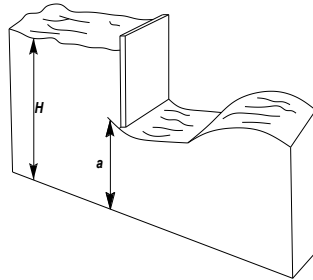
$H_e$  = altura del nivel de las aguas en el desripiador.

$v_{cd}$  = velocidad de acercamiento del río.

$g$  = aceleración de la gravedad.

Para una mejor comprensión se ilustra la compuerta en la figura 23.

Figura 23. Curso del caudal por la compuerta



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

El valor de la constante  $K$  oscila entre ( $K = 0,95 - 0,97$ ), se escoge un valor de:

$$K = 0,97$$

Al abrir la compuerta 0,8 m, con un nivel de aguas de  $H_d = 1,2$  m, según el Anexo F se tiene un coeficiente  $e_d$  de:

$$e_d = 0,645$$



Y una velocidad de salida del caudal la cual debe ser capaz de arrastrar los sedimentos esta velocidad es de (3 - 5 m/s) (ARAQUE, 2011):

$$v_{cd} = 3 \frac{m}{s}$$

El ancho de la compuerta es de:  $b_c = 0,8 m$

Reemplazando los datos correspondientes en la ecuación (93) obtenemos el caudal que sale al abrir la compuerta y es de:

$$Q_{scd} = 1,49 \frac{m^3}{s}$$

Una evacuación aceptable del material debe cumplir mínimamente la siguiente condición.

$$Q_{scd} > Q \quad (94)$$

Dónde:

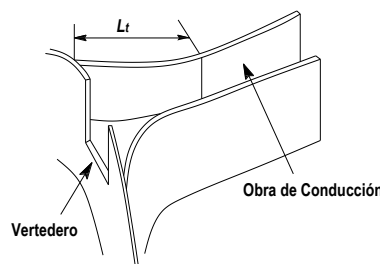
$Q_{scd}$  = caudal evacuado.

$Q$  = caudal captado.

Como el valor del caudal evacuado es mayor que el caudal captado, las dimensiones de la compuerta son aceptables.

**3.1.1.6 Transición.** Para reducir las pérdidas de carga originadas por el paso del agua de una sección de poco calado y ancha (vertedero) a una obra de mayor calado y más estrecha (la conducción) se recomienda ubicar entre ellos una transición, estructura que progresivamente cambia su sección (figura 24).

Figura 24. Transición



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

Como se mencionó anteriormente, la longitud del desripador es aproximadamente igual a la longitud de transición, entonces se tiene que:

$$L_t = L_d = 10,6m \quad (95)$$

### 3.2 Conducción (KROCHIN, 1968)

El agua captada por las obras de toma debe ser conducida hasta el sitio de su utilización y esto se hace mediante canales abiertos o de tuberías forzadas. A excepción de las tuberías de presión que llevan el agua a las turbinas de una planta hidroeléctrica.

**3.2.1 Túneles.** Son estructura hidráulicas que se excavan bajo tierra con el fin atravesar una loma o lugares no accesibles.

**3.2.1.1 Diseño de túnel.** El túnel de conducción llevara las aguas a través de la montaña, y se empalmara con el canal trapezoidal, el túnel debe soportar bien las presiones, el túnel es tipo baúl.

El túnel escogido para el diseño será sin revestimiento, forzado con hormigón lanzado en su perímetro.

El túnel está en 2 tramos el primer tramo será de 659,55 m desde la cota 3 628,21 m. hasta 3 617,85 m. Para el segundo tramo la longitud es igual a 2 827,92 m desde la cota 3 617,01 m hasta 3 614,65 m, siendo una longitud total del túnel de 3 487,47 m.

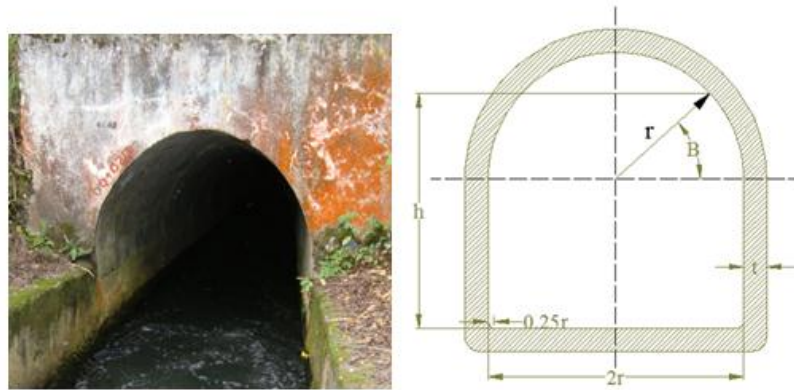
Ahora para empezar a bosquejar nuestro túnel de conducción deberemos analizar la topografía de la zona.

La zona geográfica de influencia posee numerosas irregularidades geológicas y geográficas, con zonas rocosas lo que hace necesario realizar la construcción del túnel de conducción de tipo baúl con revestimiento.

Para el revestimiento del túnel se toma en cuenta que generalmente estos se realizan con encofrados metálicos que producen superficies bastante lisas, con un coeficiente de rugosidad que está entre  $n = 0,013$  y  $n = 0,015$  (ver Anexo G).

Como observamos en la figura 24 de la sección tipo baúl, los diferentes parámetros necesarios para su dimensionamiento son:

Figura 25. Esquema de un túnel de sección tipo baúl



Fuente: Autores

Desarrolla una velocidad de conducción igual a:

$$V = 1,5 \frac{m}{s}$$

El túnel estará recubierto de hormigón y tendrá una velocidad máxima permitida de acuerdo al Anexo H (ORTIZ, 2011).

$$V_{\max} = 4 \frac{m}{s}$$

Para el diseño de estas secciones se debe considerar que la relación mínima debe ser de  $b = 1,2 \text{ m}$  y  $h = 1,8 \text{ m}$  (KROCHIN, 1968). La gradiente del túnel es  $i = 0,003$

La altura de seguridad mínima debe estar sobre los  $0,40 \text{ m}$  en todos los túneles, solo en casos de túneles pequeños es admitido flancos hasta de  $0,30 \text{ m}$ .

Según la ecuación de Manning tenemos:

$$Q = Kq\sqrt{i} \quad (96)$$

Dónde:

$i$  = gradiente del túnel

$Kq$  = constante de relación.  $h/r$

$$Kq = 14,61$$

De acuerdo al Anexo G se tiene que el coeficiente  $n$  para una conducción revestida en hormigón no tan lizo es de:

$$n = 0,0225$$

Aproximando un valor en la tabla del Anexo C con diferentes valores de  $h/r$  llegamos para  $h/r = 1,10$ .

$$r^{8/3} = \frac{Kq(n)}{k} \quad (97)$$

$$r^{8/3} = \frac{14,61(0,015)}{1,453} = 0,23$$

$$r = 0,58m$$

El ancho del túnel es:

$$b_t = 2r \quad (98)$$

$$b_t = 2(0,58m)$$

$$b_t = 1,20m$$

De la relación  $h/r$  en el Anexo C tenemos:

$$\frac{h}{r} = k1 \quad (99)$$

Dónde:

$h$  = Calado.

$$h = r(k1) \quad (100)$$

$$h = 0,58m(1,10)$$

$$h = 0.64m$$

La altura de seguridad cumple con las condiciones de:

$$S = H - h \quad (101)$$

Dónde:

$S$  = Altura de seguridad

H = Altura del túnel

$$S = 1,80m - 0,64m$$

$$S = 1,16m$$

La altura de seguridad cumple con la condición:  $1,16 > 0,40$

El cálculo del perímetro mojado:

$$\frac{P}{r} = k_2 \quad (102)$$

$$P = 3,9857(0,58)$$

$$P = 2,312m$$

Cálculo del radio hidráulico:

$$\frac{R}{r} = k_3 \quad (103)$$

$$R = (0,5452)(0,58)$$

$$R = 0,316m$$

Se halla la velocidad real con la fórmula de Creazy - Manning en el túnel:

$$V = \frac{R^{2/3} i^{1/2}}{n} \quad (104)$$

$$V = 1.69 \frac{m}{s}$$

Esta velocidad es menor que la velocidad máxima permitida, indica ello que las dimensiones del túnel son las adecuadas.

***Ancho total del interior del túnel***

$$A_t = 2r \quad (105)$$

$$A_t = 1,16 m$$

Como observamos las dimensiones del túnel tanto a lo largo y ancho son las apropiadas, ya que aseguran la facilidad de construcción, movilidad de trabajadores y maquinaria.

**Cálculo del área de excavación.** El área de excavación, será el área total de remoción de tierra que la maquinaria tendrá que remover, para ello se considera el espesor del revestimiento, para así no afectar a las dimensiones finales del túnel, tomaremos en cuenta el espesor de nuestro recubrimiento, para lo cual es recomendado utilizar un valor de  $e = 0.08$  m (KROCHIN, 1968).

$$A_{exc} = \frac{\pi}{2}(r+e)^2 + [(h_{total} - r)(2(r+e))] \quad (106)$$

Dónde:

$e$  = espesor de recubrimiento [m]

$$A_{exc} = \frac{\pi}{2}(0,58 + 0,08)^2 + [(1,80 - 0,58)(2(0,58 + 0,08))]$$

$$A_{exc} = 2,29 \text{ m}^2$$

## 1. Área interior

$$A_{int} = \frac{\pi}{2}r^2 + [(h_{total} - r)(2r)] \quad (107)$$

$$A_{int} = \frac{\pi}{2}(0,58^2) + [(1,80 - 0,58)(2 \cdot 0,58)]$$

$$A_{int} = 1,94 \text{ m}^2$$

## 2. Cálculo de las pérdidas de carga existente

Por ser un sistema de conducción hidráulica se considera que existen pérdidas de carga, para lo cual consideramos algunos parámetros encontrados en el estudio topográfico.

Tabla 18. Información de los tramos de conducción por túnel

TRAMO	PARÁMETROS		COORDENADAS GPS	
			E	N
1	Altura de inicio	3 628,21	775 822,26	9 806 044,19
	Altura final	3 627,61	775 274,88	9 805 998,62
2	Altura de inicio	3 617,01	775 249,66	9 806 002,41
	Altura final	3 614,65	775 306,02	9 806 296,42

Fuente: Autores

Para el cálculo de pérdidas realizamos un balance de energías entre 1 y 2 de los dos tramos, entonces tendremos:

$$\frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} + z_1 - H_{rtotal} = \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + z_2 \quad (108)$$

Dónde:

$P_1$  y  $P_2$  = Presiones totales [Pa]

$V_1$  y  $V_2$  = Velocidades del agua [m/s]

$z_1$  y  $z_2$  = Alturas de los puntos de análisis [m]

$H_{rtotal}$  = pérdidas totales existentes en el tramo [m]

En la construcción de túneles no es necesaria la colocación de ningún tipo de accesorios, las pérdidas de carga existente solo son las primarias, por lo que realizamos el cálculo siguiente.

Cálculo para el primer tramo:

$$H_{r1} = z_1 - z_2 \quad (109)$$

$$H_{r1} = 0,60 m$$

Cálculo para el segundo tramo:

$$H_{r2} = z_1 - z_2 \quad (110)$$

$$H_{r2} = 2,36 m$$

$$H_{rtotal} = 3 m$$

### 3.2.2 Canales de conducción

Figura 26. Canal abierto de conducción



Fuente: Autores

El canal es una estructura hidráulica artificialmente construida, que en razón de su pendiente puede conducir agua de un lugar a otro.

Son causas artificiales de forma rectangular o trapezoidal que sirve para conducir agua. El flujo de agua se produce sin presión, o sea siempre existe una superficie libre en el cual se tiene presión atmosférica, estas se excavan a media ladera a cielo abierto y el material excavado de ser posible se utiliza en el relleno del lado inferior.

De acuerdo a la topografía del lugar el diseño recomendado estará compuesto de un canal trapezoidal en una longitud aproximada de 179,50 m a partir de la cota 3534,92 m hasta la cota 3 534,38 m, que a continuación se empata a un canal rectangular a cielo abierto en una longitud de 50 m para estabilizar el flujo antes del ingreso al desarenador en la cota 3 534.8 hasta la cota 3 534,22 m, para finalmente regresar a un túnel en la cota 3 534,01.

**3.2.2.1 Diseño del canal trapezoidal.** Para su dimensionamiento se necesita los siguientes parámetros (KROCHIN, 1968).

Gradiente del canal  $i = 0,003$

$$Q_d = 0,8 \frac{m^3}{s}$$

Los valores de m recomendados dependiendo del tipo de suelo. (ver Anexo B)

$$m_c = 0,25$$

$$m_p = 1$$

Pendiente del terreno =  $14^\circ$

De acuerdo al Anexo G, se tiene que el coeficiente  $n_{CT}$  para un canal revestido en hormigón liso es de:

$$n_{CT} = 0,012$$

El valor del calado se obtiene de la siguiente ecuación:

$$d = 1,1892 \left[ \frac{Q n_{CT}}{(2\sqrt{1 + m_c^2} - m_c) i^{1/2}} \right]^{3/8} \quad (111)$$



Dónde:

$n_{CT}$  = Rugosidad de manning

m = Talud

$$d = 0,55m$$

El ancho del fondo es:

$$b = 2d(\sqrt{1 + m_c^2} - m_c) \quad (112)$$

$$b = 2(0,55)(\sqrt{1 + (0,25)^2} - 0,25)$$

$$b = 0,8m$$

Para la obtención de la profundidad total de excavación:

$$h = d + s \quad (113)$$

Dónde:

s = altura de seguridad (KROCHIN, 1968)

$$h = 0,55 + 0,3(0,55)$$

$$h = 0,65m$$

El área de excavación del cajón está dado por:

$$A_e = bh + m_c h^2 \quad (114)$$

$$A_e = (0,8)(0,65) + (0,25)(0,65)^2$$

$$A_e = 0,62m^2$$

El área de excavación de la plataforma es:

$$A_p = 0,2532c^2 \quad (115)$$

Siendo:

$$c = 3m_p + B \quad (116)$$

Dónde:

B = Ancho del canal a la altura de la plataforma

$$B = b + 2m_c h \quad (117)$$

$$B = 1,125 m$$

Remplazando en la ecuación anterior tenemos:

$$c = 4,125 m$$

$$A_p = 4,30 m^2$$

La superficie total de excavación es igual a:

$$A = A_c + A_p \quad (118)$$

$$A = 4,92 m^2$$

El perímetro mojado es igual a:

$$P = b + 2(d)\sqrt{1 + (m_c)^2} \quad (119)$$

$$P = 1,83 m$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R = 0,5d \quad (120)$$

$$R = 0,25 m$$

Este canal se dimensionará recubierto en hormigón y tendrá una velocidad máxima permitida según el Anexo D de:

$$V_{máx} = 4,0 \frac{m}{s}$$

Determinamos la velocidad real en el canal, que según Chezy-Manning es:

$$V_{CT} = \frac{R_{CT}^{2/3} i^{1/2}}{n} \quad (121)$$

$$V_{CT} = 1,81 \frac{m}{s}$$

Esta velocidad es menor que la velocidad máxima permitida, lo que indica que las dimensiones del canal trapezoidal revestida son las adecuadas.

**3.2.2.2 Diseño del canal rectangular.** Para su dimensionamiento se necesita los siguientes parámetros (KROCHIN, 1968).

Gradiente del canal  $i = 0,003$

$$Q_d = 0,8 \frac{m^3}{s}$$

Los valores de m recomendados dependiendo del tipo de suelo (ver anexo B).

$$m_c = 0$$

$$m_p = 1$$

Pendiente del terreno =  $14^\circ$

De acuerdo al Anexo G, se tiene que el coeficiente  $n_{CR}$  para un canal con huellas de tabla:

$$n_{CR} = 0,016$$

El valor del calado se obtiene de la siguiente ecuación:

$$d = 1,1892 \left[ \frac{Q n_{CR}}{(2\sqrt{1+m_c^2} - m_c) i^{1/2}} \right]^{3/8} \quad (122)$$

Dónde:

$n_{CR}$  = Rugosidad de manning

$m_c$  = Talud

$$d = 0,55 m$$

El ancho del fondo es:

$$b = 2d(\sqrt{1+m_c^2} - m_c) \quad (123)$$

$$b = 1,20m$$

Para la obtención de la profundidad total de excavación:

$$h = d + s \quad (124)$$

Dónde:

s = altura de seguridad

$$h = 0,55 + 0,3(0,55)$$

$$h = 0,715 m$$

El área de excavación del cajón está dado por:

$$A_e = bh + m_c h^2 \quad (125)$$

$$A_e = 0,73 m^2$$

El área de excavación de la plataforma es:

$$A_p = 0,2532 c^2 \quad (126)$$

Siendo:

$$c = 3m_p + B \quad (127)$$

Dónde:

B = Ancho del canal a la altura de la plataforma

$$B = b + 2m_c h \quad (128)$$

$$B = 1,20 m$$

Remplazando en la ecuación anterior tenemos:

$$c = 4,1 m$$

$$A_p = 4,25 m^2$$

La superficie total de excavación es igual a:

$$A = A_e + A_p \quad (129)$$

$$A = 4,98 m^2$$

El perímetro mojado es igual a:

$$P = b + 2d \sqrt{1 + (m_c)^2} \quad (130)$$

$$P = 1,17 m$$

El radio hidráulico es igual a:

$$R_{CR} = \sqrt{A/8} \quad (131)$$

$$R = 0,27 \text{ m}$$

Este canal se dimensionará recubierto en hormigón y tendrá una velocidad máxima permitida según el Anexo H de:

$$V_{m\acute{a}x} = 4,0 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Determinamos la velocidad real en el canal, que según Chezy-Manning es:

$$V_{CR} = \frac{R_{CR}^{2/3} i^{1/2}}{n} \quad (132)$$

$$V_{CR} = 1,43 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

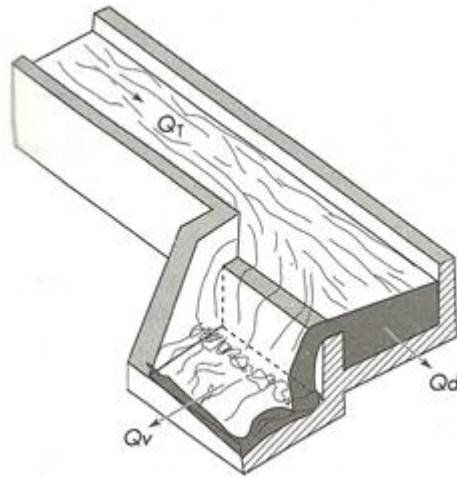
Esta velocidad es menor que la velocidad máxima permitida, lo que indica que las dimensiones del canal trapezoidal revestida son las adecuadas.

**3.2.2.3 Diseño del aliviadero.** El aliviadero es una obra de seguridad, ubicada en sitios estratégicos del canal especialmente en especial cuando este es abierto. Se encarga de verter de nuevo al río las aguas de exceso que superan la capacidad del canal. Las aguas de exceso se producen por daño u obstrucción de los pasos de aguas lluvias haciendo que la gran parte de las aguas que escurren por la ladera entren en el canal aumentando considerablemente el caudal; y por derrumbes en las laderas del canal, produciendo un represamiento que hace que el nivel aumente hasta que en un momento dado se desborde sobre las paredes del canal.

El desbordamiento del caudal puede generar erosión intensiva y una rápida destrucción de la base del mismo, por lo general la reparación es costosa. Una manera de evitar los caudales de exceso es construir aliviaderos de vertederos laterales o sifones, ubicados en una pared del canal.

Con la construcción de un aliviadero logramos evitar este inconveniente.

Figura 27. Esquema de un aliviadero en un canal abierto



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

Para el diseño del aliviadero, se asumen condiciones críticas, es decir que es una obstrucción total del canal, el aliviadero evacua todo el caudal de diseño, es decir que:

$$Q_v = 0,8 \frac{m}{s}$$

Dónde:

$Q_v$  = Caudal de vertedero [ $m^3/s$ ]

Es importante que nuestro aliviadero, funcione como vertedero y estará ubicado en el primer tramo de canal de conducción de 179,50 m.

Cuando trabajamos con casos críticos, el aliviadero se comportara como un vertedero frontal, y para el cálculo de sus dimensiones principales, nos ayudaremos de la siguiente expresión:

$$Q_v = \frac{2}{3} (M)(B) \sqrt{2g} (H^{3/2}) \quad (133)$$

Dónde:

$Q_v$  = Caudal del vertedero [ $m^3/s$ ]

M = coeficiente de la cresta de vertedero.

B = Longitud del aliviadero [m]

H = Altura del vertedero [m]

El aliviadero a diseñar tendrá una cresta redondeada, de donde su coeficiente M estará entre el valor de 0,70 a 0,75 (ver Anexo I).

Tomaremos un valor medio de;

$$M = 0,725$$

Remplazando los datos en la ecuación (133) tendremos:

$$0,8 = \frac{2}{3} (0,725) B \sqrt{2(9,8)H^{3/2}}$$

$$H^{2/3} = \frac{0,738}{B}$$

Con la última ecuación elaboramos una tabla de alternativas posibles para las dimensiones de nuestro aliviadero, siendo recomendable que su ancho debe ser considerablemente mayor a su altura es decir tendremos:

Tabla 19. Dimensiones principales del aliviadero

Caudal de diseño [m/s]	coef. M	H [m]	B [m]
0,8	0,725	0,25	3
0,8	0,725	0,18	5
0,8	0,725	0,14	7
0,8	0,725	0,12	9
0,8	0,725	0,11	10
0,8	0,725	0,10	12

Fuente: Autores

Analizando los resultados obtenidos en la Tabla 19, podemos concluir que la mejor opción para las dimensiones finales de nuestro aliviadero será la primera:

Longitud del aliviadero  $b = 3 \text{ m}$

Altura del aliviadero  $h = 0,59 \text{ m}$

### 3.3 Desarenador (ORTIZ, 2011)

Figura 28. Esquema de un desarenador



Fuente: Autores

Es una obra hidráulica que sirve para separar y remover después el material sólido que lleva el agua de un canal. Los desarenadores tienen una función muy importante y por lo que se considera como una de las obras indispensables dentro de los proyectos de recursos hidráulicos.

En la mayoría de las obras de toma la velocidad de entrada es suficientemente grande para arrastrar partículas sólidas. Esto ocurre especialmente en tiempo de creciente, cuando puede entrar en el canal cantidades grandes de sedimentos.

En ríos montañosos durante las crecidas la cantidad de sólidos pueden llegar a ser del 4 % al 6 % en volumen del caudal (ORTIZ, 2011).

Se ha diseñado un desarenador de lavado intermitente, es decir la operación de lavado se realice en el menor tiempo posible, reduciendo así al mínimo las pérdidas de agua.

El desarenador de lavado intermitente tiene los siguientes componentes:

- Compuerta de admisión.
- Transición de entrada.
- Transición de salida o vertedero.
- Cámara de sedimentación.
- Compuerta de purga.
- Canal de directo.



La compuerta de admisión une la obra de conducción con el desarenador, que por lo general son dos compuertas una a la entrada del desarenador y otra a la entrada del canal directo.

La transición de entrada garantiza una velocidad uniforme y una eficiente sedimentación, cuando no tiene vertedero para enviar el agua limpia dispone de otra transición que une el desarenador con el tanque de presión.

En la cámara de sedimentos se sedimentan las partículas por el aumento de sección. La forma del desarenador es rectangular o trapezoidal simple o compuesta.

La cámara trapezoidal es hidráulicamente eficiente y económica porque sus paredes trabajan como revestimiento.

El lavado se facilita concentrando los sedimentos al centro y esto se logra haciendo una caída hacia el centro con una pendiente transversal, usualmente de 1,5 a 1,8.

Para desalojar los depósitos hacia la compuerta de lavado se le da por lo general una gradiente de 2 a 6%.

El diseño del desarenador debe evitar la turbulencia y la tendencia al desplazamiento. La turbulencia agita el sedimento manteniéndolo en suspensión y el desplazamiento es la capacidad del agua de moverse rápidamente desde la entrada a la salida arrastrando consigo una cantidad de sedimentos. Esto se presenta en un principio cuando el desarenador está limpio, la velocidad toma valores menores que la calculada, y cuando está lleno la velocidad es mayor y los sedimentos viajan al tanque de presión.

El vertedero por el cual pasa agua limpia debe ser curvo desde uno de los muros laterales hasta cerca de la compuerta de desfogue. La velocidad de paso por el vertedero debe ser baja para evitar crear turbulencia y arrastrar material en suspensión. La velocidad máxima admitida es 1 m/s.

La compuerta de lavado se encarga de desalojar el material sólido depositado en el fondo.

El canal directo permite la continuidad de flujo por el canal mientras se está lavando el desarenador, o en ocasiones de inspección y reparación.

**Dimensionamiento.** Los desarenadores se diseñan para un determinado diámetro de partícula, es decir que partículas de un diámetro superior al escogido deben decantarse. Para el dimensionamiento se siguen los siguientes pasos:

- Seleccionar el diámetro de la partícula.
- Determinar la velocidad horizontal  $V_d$ .
- Determinar la velocidad de sedimentación  $V_s$ .
- Determinar el empuje ascensional  $W$ .
- Hallar la longitud del desarenador  $L$ .
- Suponer la profundidad del desarenador  $h$ .
- Determinar los tiempos de decantación y sedimentación de la partícula y observar que cumpla con la siguiente expresión:

$$t_d > t_s \quad (134)$$

Si no cumple se varia la profundidad del desarenador.

- Determinar el ancho del desarenador  $B$
- Determinar la longitud de la transición y fijar que cumpla con la siguiente expresión:

$$l < \frac{1}{3} L \quad (135)$$

Si no cumple se varia la profundidad  $h$

- Dimensionar el vertedero

El vertedero cumple con la siguiente ecuación del caudal:

$$Q = mbH^{3/2} \quad (136)$$

Dónde:

$m$  = es un coeficiente de la cresta del vertedero

$b$  = ancho del vertedero

$H$  = Es la altura del vertedero.

El área del vertedero es:

$$A = bh \quad (137)$$

La ecuación de la velocidad es:

$$V = mH^{1/2} \quad (138)$$

El valor de m varía entre 1,8 y 2,0 (ver Anexo S)

El diámetro de sedimentos es:

$$d = 0,10 \text{ mm}$$

La velocidad de sedimentación para este diámetro de partícula anexo T

$$V_s = 0,692 \frac{m}{s}$$

La velocidad horizontal oscila entre (0,1 y 0,4) m/s y escogemos un valor de:

$$V_d = 0,4 \frac{m}{s}$$

La profundidad media del desarenador varia de (1,5 a 4) m y escogemos un valor de:

$$h = 2 \text{ m}$$

El empuje ascensional es igual a:

$$W = 0,152V_s \quad (139)$$

$$W = 0,1051 \frac{m}{s}$$

La longitud del desarenador es igual a:

$$L = \frac{V_d h}{V_s - W} \quad (140)$$

$$L = 5,50 \text{ m}$$

El tiempo de decantación de la partícula es de:

$$t_d = \frac{L}{V_d} \quad (141)$$

$$t_d = 7,94 \text{ s}$$

El tiempo de sedimentación de la partícula es igual a:

$$t_s = \frac{h}{V_s - W} \quad (142)$$

$$t_s = 3,40 \text{ s}$$

Si cumple con la condición de la ecuación (135) y se decantara los sedimentos en el desarenador:

$$t_d > t_s$$

Determinar el ancho del vertedero:

$$B = \frac{Q}{hV_d} \quad (143)$$

$$B = 1,50 \text{ m}$$

Determinar la longitud de transición:

$$l = \frac{B - B'}{2tg(20)} \quad (144)$$

$$l = 1,27 \text{ m}$$

Cumple con la ecuación (135)

$$l < \frac{1}{3}L$$

$$1,27 < \frac{1}{3}(5,50)$$

$$1,27 < 1,83$$

Dimensionar el vertedero utilizando la ecuación (136):

$$Q = mbH^{3/2}$$

Dónde:

m = coeficiente de la cresta (1,8 - 2)

b = ancho del vertedero

H = altura del vertedero

$$H = \left( \frac{Q}{mb} \right)^{2/3}$$

$$H = 0,25 \text{ m}$$

El área del vertedero de acuerdo a la ecuación (137) es:

$$A = bh$$

$$A = 2 \text{ m}^2$$

Cálculo de velocidad de la siguiente ecuación (138):

$$V = mH^{1/2}$$

$$V = 0,9 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Como la velocidad máxima admitida es 1 m/s y la velocidad calculada es menor se puede decir que el diseño es adecuado.

### **3.4 Tanque de carga o presión**

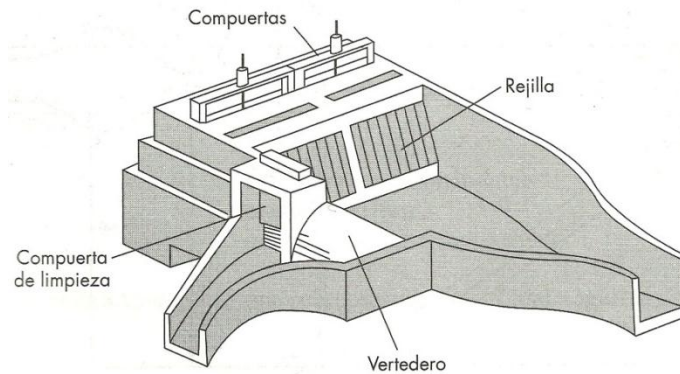
Es una estructura hidráulica entre el final del canal o de un túnel de conducción y la iniciación de la tubería de presión.

Cumple con las siguientes funciones:

1. Crea un volumen de reserva de agua que permite satisfacer las necesidades de las turbinas durante los aumentos bruscos de demanda.
2. Impide la entrada en la tubería de presión de materiales sólidos de arrastre como basuras y hielo.
3. Produce la sedimentación de los materiales sólidos como arenas que vienen por el canal y permite su eliminación
4. Desaloja el exceso de agua en las horas en las que el caudal de agua consumida por la turbina es inferior al del canal de diseño.
5. Mantiene sobre la tubería una altura de agua suficiente para evitar la entrada de aire.
6. Proporciona la conexión necesaria para unir la tubería de presión con el túnel o canal que lo antecede (ORTIZ, 2011).

Por lo tanto, un tanque de presión se compone, tal como lo muestra en la figura 29.

Figura 29. Esquema de un tanque de presión



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

El tanque de presión se dimensiona para cumplir con las condiciones de parada y partida bruscas, y las que de ellas se derivan, como evitar que ingresen burbujas de aire a la tubería y reducir la posibilidad del ingreso de elementos flotantes o en suspensión.

En centrales hidroeléctricas de baja generación, para el dimensionamiento del tanque de presión es recomendable aumentar el caudal de diseño, con esto se asegura que no ingresen burbujas de aire. Aumentamos el caudal 10 veces.

La información requerida para su dimensionamiento es:

$Q_{TP}$  = caudal para el diseño del tanque de presión =  $8 \text{ m}^3/\text{s}$

$H_B$  = altura bruta de la central hidroeléctrica =  $440 \text{ m}$

$h_1$  = altura de la conducción =  $0,53 \text{ m}$

$b_1$  = ancho de la conducción =  $1,2 \text{ m}$

$L_{TP}$  = longitud total de la tubería de presión =  $870,64 \text{ m}$

Con base en esta información procedemos de la siguiente manera:

Determinamos un diámetro teórico de tubería de presión, es decir un diámetro para el caudal aumentado, que de acuerdo a Bondschú es igual a:

$$D_{TP} = 1.27 \frac{Q_{TP}^{0,4268}}{(H_B + h_s)^{0,1423}} \quad (145)$$

Dónde:

$h_s$  = altura por efecto del golpe de ariete [m]

La altura por efecto del golpe de ariete  $h_s$ , se toma igual al 30% de la altura bruta:

$$h_s = \frac{30H_B}{100} \quad (146)$$

$$h_s = 132 \text{ m}$$

Reemplazando los valores correspondientes en la ecuación 145 obtenemos el diámetro teórico de la tubería de presión:

$$D_{TP} = 1,24 \text{ m}$$

Con ayuda de la ecuación 145, pero cambiando el caudal para el diseño del tanque de presión al caudal real de diseño de la central hidroeléctrica determinamos el diámetro real para la tubería de presión, cuyo valor es de:

$$D = 0,4678 \text{ m}$$

Fijamos un valor de altura  $a_1$  que evita el ingreso de posibles sedimentos a la tubería de presión.

$$0,3 < a_1 < 0,5 \quad (147)$$

$$a_1 = 0,4 \text{ m}$$

Tomamos un valor de altura equivalente al diámetro real de la tubería de presión

$$a_2 \cong D \quad (148)$$

$$a_2 = 0,468 \text{ m}$$

Para que el torbellino creado por el flujo del caudal no genere cavitación dejamos un nivel mínimo equivalente a:

$$0,5D < a_3 < 1,5D \quad (149)$$

$$a_{3\min} = 0,30 \text{ m}$$

$$a_3 = 0,468 \text{ m}$$

Por efecto del golpe de ariete se crea una elevación del nivel del agua en el tanque de presión, como seguridad tomamos el siguiente valor:

$$a_{4min} = 0,30 \text{ m}$$

En función de la altura del canal  $h_1$ , de la topografía local, de la calidad del agua, de la ubicación del canal y de los conductos forzados, del tamaño de las compuertas tomamos un valor para altura de la cámara  $h_2$ .

$$h_2 = 2 \text{ m}$$

Fijamos los valores posibles para la velocidad media de la cámara de presión:

$$V_2 = (0,6 \angle 1,0) \quad (150)$$

$$V_2 = 1 \frac{m}{s}$$

Determinamos el ancho del tanque de presión:

$$b_{TP} = \frac{Q_{TP}}{(V_2 h_2)} \quad (151)$$

$$b_{TP} = 4 \text{ m}$$

Determinamos la altura del volumen de agua en el tanque para el arranque:

$$h_{2d} = \frac{Q_{TP}}{7b_{TP}\sqrt{h_2}} \quad (152)$$

$$h_{2d} = 0,202 \text{ m}$$

Determinamos:

$$h_{2e} = a_1 + a_2 + a_3 + h_{2d} \quad (153)$$

$$h_{2e} = 1,838 \text{ m}$$

Dado que se cumple la condición:

$$h_{2e} < h_2 \quad (154)$$

Los valores tomados son los correctos.



En caso de que no se cumpla la relación, se debería tomar un valor mayor para  $h_2$  y volver a calcular.

Cumpléndose ya la relación anterior, determinamos la longitud de la cámara de presión.

$$L_2 = 0,304 \frac{Q_{TP} L_{TP} \sqrt{h_2}}{H_B D_{TP}^2} \quad (155)$$

$$L_2 = 6,358 \text{ m}$$

Calculamos la altura del nivel máximo:

$$h_{2e} = \frac{0,25 Q_{TP}}{b_{TP} \sqrt{h_2}} \quad (156)$$

$$h_{2e} = 0,354 \text{ m}$$

Determinamos la altura total de la cámara de presión:

$$h_{2c} = h_2 + h_{2e} + a_4 \quad (157)$$

$$h_{2c} = 2,654 \text{ m}$$

El aliviadero tendrá una cresta gruesa de cantos vivos, lo cual indica, según el anexo I, que el coeficiente  $M$  es igual a:

$$M = 0,50$$

En este caso crítico el aliviadero se comporta como un vertedero frontal, cuyo caudal vertido equivale a:

$$Q_v = \frac{2}{3} (M) (b_v) \sqrt{2g} (h_v^{3/2}) \quad (158)$$

Dónde:

$b_v$  = ancho del vertedero

$h_v$  = altura del vertedero

Para determinar el ancho y la altura del vertedero, nos imponemos un ancho, previniendo de que este debe ser considerablemente mayor que la altura.

Nos imponemos un ancho de:

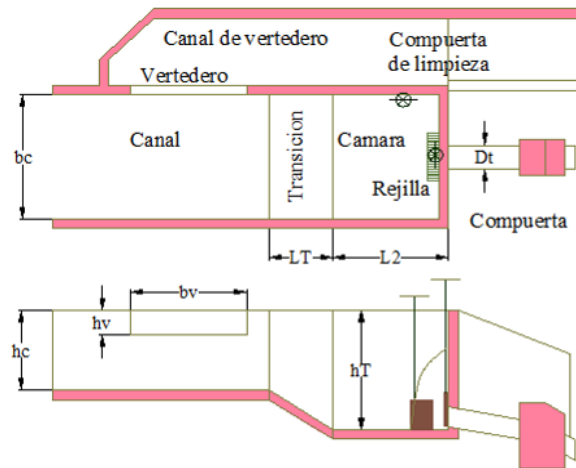
$$b_v = 2 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación 158, obtenemos la altura del vertedero cuyo valor es de:

$$h_v = 0,41 \text{ m}$$

Una apreciación de las medidas de la cámara de presión se observa en la figura 30:

Figura 30. Cámara de presión



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

**3.4.1 Cálculo de las paredes del tanque.** Este cálculo es para determinar de qué material se construirán las paredes del tanque, para ello debemos encontrar la presión en el fondo del mismo con la siguiente ecuación (ORTIZ, 2011):

$$P_T = P_A + (\rho gh) \quad (159)$$

Dónde:

PT = presión en el fondo del tanque.

PA = presión atmosférica [72 746,82 Pa]

$\rho$  = densidad del agua [999,084 kg/m<sup>3</sup>]

g = aceleración de la gravedad [9,8 m/s<sup>2</sup>]

h = altura [2,6532 m]

$$P_T = 72\,746,82 + (999,084(9,8)(2,6532))$$

$$P_T = 98\,724,36 \frac{N}{m^2}$$

Como la resistencia del hormigón armado es de  $2,1 \text{ kN/cm}^2$  es mayor a la presión en el fondo del tanque, las paredes se construirán de hormigón armado.

**3.4.2 Distancia entre las rejillas.** Para evitar la entrada de materiales flotantes en la tubería de presión, se debe instalar rejillas finas la cuales producen una pérdida de carga que se calcula con la siguiente expresión (ENCINAS, 1975):

$$h_f = B \left( \frac{t}{s} \right)^{4/3} \left( \frac{V_1^2}{2g} \right) \text{sen} A \quad (160)$$

Dónde:

$t$  = Grueso del barrote (0,75 cm)

$s$  = Separación entre barrotes y depende del tipo de turbina: (2 cm)

$V_1$  = Velocidad de aproximación, valor comprendido entre 0,5 y 1,2 (0,5 m/s)

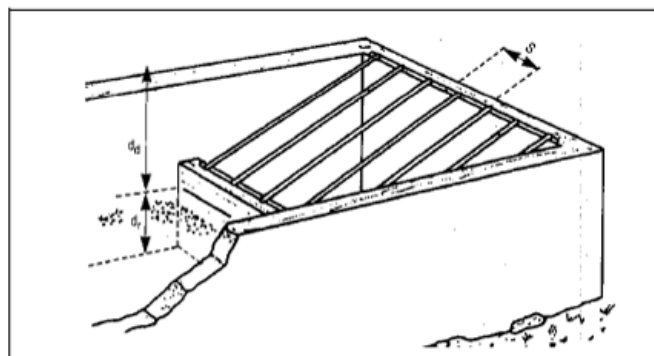
$B$  = Coeficiente que varía de acuerdo a la sección transversal del barrote (2,42 para pletinas comunes)

$A$  = Angulo de inclinación de la rejilla con respecto a la horizontal para la limpieza de la rejilla ( $50^\circ$  para limpieza a mano) (ORTIZ, 2011).

$$h_f = 2,42 \left( \frac{0,75}{2} \right)^{4/3} \left( \frac{0,5^2}{2(9,8)} \right) \text{sen}(50)$$

$$h_f = 0,087$$

Figura 31. Rejilla en la cámara de carga



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

### 3.5 Tubería de presión

El agua se lleva desde el tanque de presión hasta la casa de máquina por medio de tuberías ya sea de acero forzado aunque a veces para pequeñas centrales pueden ser de tubería PVC.

Una de las alternativas que se ha tomado en cuenta para la tubería de presión es el del acero dúctil ya que nos unas prestaciones como la resistencia al impacto, factor de fricción regular una excelente durabilidad facilidad de montaje, su montaje se realiza mediante soldadura y si se aplica una de los método anticorrosivo adecuado, para alargar su vida útil.

El diámetro de la tubería es un problema que depende de dos valores: de la velocidad del agua y de pérdida de carga, mientras mayor es el diámetro, menores son las perdidas hidráulicas en la tubería y mayor es la potencia que se puede obtener del salto (ENCINAS, 1975).

**3.5.1 Diseño de tubería de presión.** Determinamos el diámetro de la tubería de presión  $D$ , que de acuerdo a Bondschú es igual a:

$$D = 1,27 \frac{Q_d^{0.4268}}{(H_B + h_s)^{0.1423}} \quad (161)$$

Dónde:

$h_s$  = altura por efecto del golpe de ariete (m)

La altura por efecto del golpe de ariete  $h_s$ , se toma igual al 30% de la altura bruta, ósea:

$$h_s = \frac{30H_B}{100} \quad (162)$$

$$h_s = 132 \text{ m}$$

Reemplazando los valores correspondientes en la ecuación obtenemos el diámetro de tubería de presión:

$$D = 0,4678 \text{ m}$$

Calculamos la velocidad del caudal que fluye por la tubería, la cual es igual a:

$$V_1 = 4 \frac{Q_d}{\pi D^2} \quad (163)$$

Una vez encontrado el diámetro aproximado procedemos a seleccionar los diferentes diámetros de tubería la cual sea factible en instalación, funcionamiento y en su duración. En la Tabla 20, tenemos tres tipos de diámetros de tubería con sus diámetros interno externo y espesor donde también nos muestra la velocidad con la que fluye en cada diámetro de tubería.

Tabla 20. Velocidad del agua con fluye en cada diámetro de tubería

Diámetro Nominal [in]	Diámetro Nominal [m]	Diámetro Interno [m]	Espesor [m]	V <sub>1</sub> [m/s]
18	0,4572	0,4287	14,27	5,54
20	0,508	0,4778	15,09	4,46
24	0,6096	0,5746	17,48	3,09

Fuente: Autores

Como se menciona que el agua no debe exceder una velocidad dentro de la tubería de 4,5 m/s, por lo que la primera opción se lo desecha, y las dos siguientes se consideran para su el diseño.

**3.5.2 Pérdidas en la tubería por fricción.** Las pérdidas por fricción en la tubería, se calculan de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$h_{fric} = \lambda \frac{L_{TP}}{D} \frac{V_1^2}{2g} \quad (164)$$

Dónde:

$\lambda$  = coeficiente de pérdidas

$L_{TP}$  = longitud de la tubería de presión = 870,64 m

$D$  = diámetro interno de la tubería

$V_1$  = velocidad dentro de la tubería

El coeficiente de pérdidas  $\lambda$  equivale a:

$$\lambda = 0.01 \left( \frac{k}{D} \right)^{0.134} \quad (165)$$

Dónde:

$k$  = constante que se determina en función del tipo de material

Según el Anexo J, la constante  $k$  para el acero galvanizado es de:

$$k = 0,15 \text{ mm}$$

En la Tabla 21 se muestra el coeficiente de pérdidas y remplazando en la ecuación 164, las pérdidas por fricción son iguales a para los distintos diámetros de tubería:

Tabla 21. Pérdidas primarias para diferentes diámetros de tubería

Diámetro Nominal [in]	Diámetro Interno [mm]	$V_1$ [m/s]	coeficiente $k$ [mm]	$L_{tp}$ [m]	$\Lambda$	$H_{fric}$ [m]
18	428,7	5,54	0,15	870,64	0,00344	10,96
20	477,8	4,46	0,15	870,64	0,00339	6,28
24	574,6	3,09	0,15	870,64	0,00331	2,44

Fuente: Autores

**3.5.3 Cálculo de pérdidas secundarias o por turbulencia.** Las pérdidas por turbulencia son las ocasionadas por:

- La rejilla
- La entrada en la tubería
- Los codos
- Las válvulas
- Las bifurcaciones
- El estrechamiento del tubo

**3.5.3.1 Cálculo de la pérdida en la rejilla  $h_r$**  (MATAIX, 1987)

$$h_r = E_R \frac{V_T^2}{2g} \quad (166)$$

Dónde:

$E_R$  = Coeficiente de pérdidas en función a la forma de los barrotes de la rejilla.

$V_T$  = Velocidad del agua entrante [m/s].

$g$  = Aceleración de la gravedad, [m/s<sup>2</sup>].

Se escoge la rejilla que tiene un coeficiente de 2.4 como lo indica el Anexo K que es de fácil construcción y se procede al cálculo de pérdida que se muestra en la Tabla 22.

Tabla 22. Pérdidas en rejilla

<b>Diámetro Nominal [in]</b>	<b>Diámetro Interno [mm]</b>	<b>V<sub>1</sub> [m/s]</b>	<b>Er</b>	<b>Hr [m]</b>
18	428,7	5,5425	2,4	3,76
20	477,8	4,4619	2,4	2,44
24	574,6	3,0851	2,4	1,17

Fuente: Autores

Con el fin de reducir las pérdidas en la rejilla se cambia de tipo de barrotes a otro de menor coeficiente en este caso la opción de 0,8 que se muestra en la Tabla 23 a continuación.

Tabla 23. Pérdidas en rejilla con coeficiente menor

<b>Diámetro Nominal [in]</b>	<b>Diámetro Interno [mm]</b>	<b>V<sub>1</sub> [m/s]</b>	<b>Er</b>	<b>Hr [m]</b>
18	428,7	5,54	0,8	1,25
20	477,8	4,46	0,8	0,79
24	574,6	3,09	0,8	0,39

Fuente: Autores

### 3.5.3.2 Cálculo de pérdidas en la entrada de la tubería $h_E$ (MATAIX, 1987)

$$h_E = E_R \frac{V_T^2}{2g} \quad (167)$$

Dónde:

$E_E$  = Coeficiente de pérdidas por entrada de tubería.

$V_T$  = Velocidad del agua entrante [m/s].

$g$  = Aceleración de la gravedad, [m/s<sup>2</sup>].

Se toma la entrada con un coeficiente 0,5 del Anexo L y se realiza el cálculo que se muestra a continuación en la Tabla 24.

Tabla 24. Pérdida a la entrada de la tubería

<b>Diámetro Nominal [in]</b>	<b>Diámetro Interno [mm]</b>	<b>V<sub>1</sub> [m/s]</b>	<b>Er</b>	<b>h<sub>E</sub> [m]</b>
18	428,7	5,54	0,5	0,78
20	477,8	4,46	0,5	0,51
24	574,6	3,09	0,5	0,24

Fuente: Autores

**3.5.3.3 Cálculo de pérdidas en codos  $\Sigma h_K$ .** Para las pérdidas en codos y accesorios se debe saber el número de codos y accesorios para lo cual nos ayudamos con el perfil de tubería del Anexo C. La cual se ha dividido en cuatro tramos de tubería (MATAIX, 1987).

Las pérdidas por turbulencia en la tubería, se calcula de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$h_K = \sum E_K \frac{V_1^2}{2g} \quad (168)$$

Dónde:

$E_K$  = factor asociado a los accesorios utilizados en la tubería de presión

Con ayuda del Anexo M, los factores de pérdidas correspondientes para cada uno.

Tabla 25. Valores de pérdidas por turbulencia para cada accesorio en cada tramo

<b>TRAMO</b>	<b>PENDIENTE</b>	<b>E<sub>K</sub></b>
1	43	0,299
2	31	0,18
3	53	0,514
4	29	0,163
5	14	0,058
6	13	0,055
7	19	0,111
Válvula mariposa		0,3
Válvula de compuerta		0,1
<b>Total</b>		1,78

Fuente: Autores

Remplazando en la ecuación 168 obtenemos las pérdidas por turbulencia los cuales se muestran en la Tabla 26.



Tabla 26. Valores de pérdidas por turbulencia para cada accesorio

Diámetro Nominal [in]	Diámetro Interno [mm]	V <sub>1</sub> [m/s]	Er	h <sub>k</sub> [m]
18	428,7	5,54	1,683	2,64
20	477,8	4,46	1,683	1,45
24	574,6	3,09	1,683	0,82

Fuente: Autores

**3.5.4 Pérdidas totales.** Las pérdidas totales constituyen la suma de todas las pérdidas existentes y es igual a:

$$h_{TOTAL} = h_{fricc} + h_r + h_E + h_K \quad (169)$$

A continuación en la Tabla 27, se muestra las pérdidas totales.

Tabla 27. Cálculo de pérdidas totales en los distintos diámetros de tubería

Diámetro Nominal [in]	Diámetro Interno [mm]	H <sub>fric</sub> [m]	h <sub>r</sub> [m]	h <sub>E</sub> [m]	h <sub>k</sub> [m]	h <sub>total</sub> [m]
18	428,7	10,96	1,25	0,78	2,64	15,63
20	477,8	6,28	0,79	0,51	1,45	11,77
24	574,6	2,44	0,39	0,24	0,82	3,88

Fuente: Autores

**3.5.5 Cálculo del porcentaje de pérdidas** (MATAIX, 1987)

$$\%Perdidas = \frac{100H_{RT}}{H_B} \quad (170)$$

Dónde:

H<sub>RT</sub> = Pérdidas totales, [m].

H<sub>B</sub> = Altura Bruta, [m].

Según Mataix C. se recomienda que el porcentaje de pérdidas totales entre el 3% y 11%, caso contrario se selecciona un diámetro mayor sin perder de vista la importancia del factor económico.

Para nuestras alternativas tenemos los siguientes porcentajes como se muestra en la Tabla 28.

Tabla 28. Porcentaje de pérdidas

Diámetro Nominal [in]	Diámetro Interno [mm]	% Pérdidas
18	428,7	4,63
20	477,8	2,67
24	574,6	1,12

Fuente: Autores

**3.5.6 Cálculo del espesor de la tubería.** Para calcular el espesor de la tubería nos basamos en la ecuación (MATAIX, 1987):

$$e_t = \frac{5f_s(H_B + h_s)10^6 Dkj}{\delta_R} + kc \quad (171)$$

Dónde:

$e_t$  = espesor teórico de pared de la tubería de presión.

$f_s$  = factor de seguridad

Kj = Factor de junta. Para el acero con juntas soldadas kj =1,1

Kc = Factor por corrosión. Para al acero Kc = 2 mm para 20 años de vida.

$h_s$  = Sobre presión por golpe de ariete, [m].

$S_R$  = Resistencia ultimo de rotura del material de la tubería

**3.5.7 Cálculo de la sobrepresión  $h_s$  por golpe de ariete** (ITDG, 1995)

$$h_s = \frac{a_o V_1}{g} \quad (172)$$

Dónde:

$a_o$  = velocidad de propagación de la onda de presión

Según el Anexo O, la velocidad de propagación de la onda de presión para el acero comercial es de:

$$a_o = 900 \frac{m}{s}$$

Reemplazando en la ecuación 172, obtenemos:

$$h_s = 427,45 m$$

En algunos casos el cálculo de la sobre presión por golpe de ariete puede dar valores excesivamente altas. Si se piensa emplear una turbina Pelton multichorro, no es probable que haya altas presiones transitorias.

Aproximamos un 30% de HB.

$$h_s = 132 m$$

En el Anexo N encontramos el esfuerzo de rotura de la tubería de acero, el cual es:

$$\delta_R = 415 (10^6) \frac{N}{m^2}$$

Tomando un coeficiente de seguridad de 3 y reemplazando los valores correspondientes en la ecuación 171,

Tabla 29. Espesores mínimos de tubería para los diferentes diámetros

Diámetro Nominal [in]	Diámetro Interno [m]	fs	Hs	e <sub>t</sub> [mm]	e ( de catálogo) [mm]
18	0,4287	3	132	11,74	14,27
20	0,4778	3	132	12,86	15,09
24	0,5746	3	132	15,06	17,48

Fuente: Autores

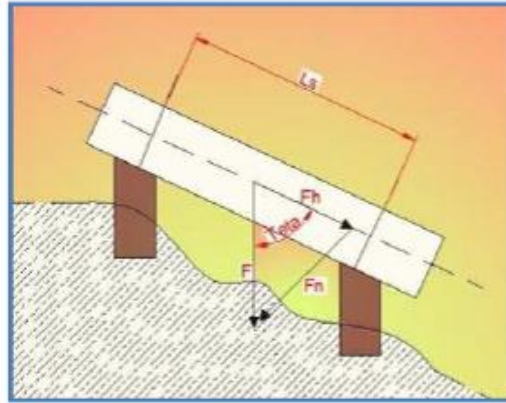
Luego de realizar estos cálculos, debemos buscar un diámetro interno de fábrica y un espesor de tubería que satisfaga estos requerimientos, en el Anexo AA encontramos las tres opciones de tubería que existen en el mercado de 18", 20" y 24", las tres tuberías poseen un espesor mayor al calculado como se muestra en la Tabla 29 por lo que se considera la selección adecuada.

### 3.6 Cálculo de tensiones en la tubería de presión (ORTIZ, 2011)

Se calcula las tensiones en la tubería con el fin de determinar si el espesor soporta estos esfuerzos.

En la tubería de presión apoyada sobre estructuras de concreto tiene gran importancia en relación entre el espesor de la tubería y la distancia entre bloques L<sub>s</sub>, decisión que se toma con base de criterios técnico-económicos como se muestra en la siguiente figura 32.

Figura 32. Tubería de presión y apoyos



Fuente: Tello Fernando. Estudio de factibilidad sistema de turbobombeo comunidad Cananvalle.

Las principales tensiones que deben soportar las tuberías son las siguientes:

**3.6.1 Tensión tangencial ejercida por el golpe de ariete.** El golpe de ariete provoca que la tubería tienda a aumentar su diámetro, esto se traduce en esfuerzos tangenciales sobre la tubería. Esta tensión se calcula con la ecuación:

La tensión de tracción del material  $\sigma_t$  para el acero ASTM A53 es de 4231 kg/cm<sup>2</sup> Anexo DD.

$$\sigma_{ta} = (0,5)P_s \frac{D}{e} \quad (173)$$

Dónde:

e = espesor de tubería en m.

P<sub>s</sub> = Presión actuante por golpe de ariete [Pa]

$$P_s = (H_B + hs)g\delta_w + Pa \quad (174)$$

Dónde:

$\delta_w$  = Densidad del agua [kg/m<sup>3</sup>].

Pa = Presión atmosférica a determinada altura [Pa].

hs = Sobrepresión por golpe de ariete [m].

Remplazando en la ecuación (173) obtenemos los resultados en la siguiente Tabla.

Tabla 30. Esfuerzo ejercida por golpe de ariete

Diámetro Nominal [in]	Diámetro Interno [m]	Espesor [m]	$\sigma_{ta}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]
18	0,4287	0,01427	875,914
20	0,4778	0,01509	921,892
24	0,5746	0,01748	957,078

Fuente: Autores

**3.6.2 Tensión longitudinal debido a la variación de temperatura.** Las variaciones de temperatura provocan dilataciones en la tubería de presión, que al estar anclada y apoyada rígidamente sobre el suelo, crean esfuerzos longitudinales.

Esta tensión es igual para todas las alternativas y puede ser calculada con la ecuación:

$$\sigma_{te} = E\alpha(T_{\max} - T_{\min}) \frac{kg}{cm^2} \quad (175)$$

Dónde:

E = Módulo de elasticidad del material =  $2,1(10^6)$  kg/cm<sup>2</sup>.

$\alpha$  = Coeficiente de dilatación térmica del material =  $1,2(10^{-5})$  m/m°C

Tmax = Temperatura máxima de la zona °C.

Tmin = Temperatura mínima de la zona °C.

Remplazando los datos en la ecuación (175) obtenemos los valores para distintos diámetros en la Tabla siguiente.

Tabla 31. Esfuerzos longitudinales por variación de temperatura

Diámetro Nominal [in]	Diámetro Interno [m]	$e_t$ [mm]	$\sigma_{te}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]
18	0,4287	14,27	176,4
20	0,4778	15,09	176,4
24	0,5746	17,48	176,4

Fuente: Autores

**3.6.3 Tensión longitudinal debida a la presión hidrostática, con la válvula cerrada.** En condiciones que la válvula de control está totalmente cerrada el líquido ejerce presión sobre las paredes de la tubería y sobre la válvula intentando al mismo tiempo aumentar su diámetro y alargar su longitud. La tensión se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma_{il} = \left( 0,025 \frac{(H + hs)D^2}{e(e + D)} \right) \frac{kg}{cm^2} \quad (176)$$

Dónde:

e = espesor de tubería en m.

Remplazando todos los valores en la ecuación (176) tenemos los distintos valores como se muestra en la Tabla 32.

Tabla 32. Esfuerzo longitudinal por presión hidrostático

Diámetro Nominal [in]	Diámetro Interno [m]	e <sub>t</sub> [m]	σ <sub>il</sub> [kgf/cm <sup>2</sup> ]
18	0,4287	0,01427	415,76
20	0,4778	0,01509	438,92
24	0,5746	0,01748	456,18

Fuente: Autores

**3.6.4 Tensión de flexión entre apoyos debido al peso propio de la tubería y al peso del agua.** Esta tensión se debe al peso propio de la tubería y al peso del agua, la tubería descansa sobre boques de apoyo. Entre apoyos se comporta como una viga simplemente apoyada y debe soportar los esfuerzos provocados por la flexión. La ecuación de esfuerzos de flexión es:

$$\sigma_f = \left( \frac{F(Ls(100))^2 \text{Sen } \theta}{8(W)} \right) \frac{kg}{cm^2} \quad (177)$$

Dónde:

F = Fuerza que produce el agua y la tubería [kg/cm].

Ls = Longitud entre apoyos. Se considera una longitud de 8m.

θ = Angulo complementario al ángulo de la pendiente que está en el campo [°].

W = Momento resistente de la sección transversal de la tubería [cm<sup>3</sup>].

Para determinar la fuerza F se utiliza la siguiente ecuación:

$$F = \left[ \left[ \frac{\gamma_t \pi (D_e^2 - D^2)}{400} \right] + \gamma_w \pi \frac{D^2}{400} \right] \frac{kg}{cm^2} \quad (178)$$

Dónde:

$\gamma_t$  = Peso específico de la tubería. Se considera (7850 kgf/m<sup>3</sup>). para el acero.

$\gamma_w$  = Peso específico del agua que es 1000 (kgf/m<sup>3</sup>).

D = Diámetro interior de la tubería m.

De = Diámetro externo de la tubería m.

Para calcular la longitud entre apoyos de la tubería de presión se necesita conocer la longitud máxima admisible que está en función de las propiedades geométricas de la tubería y de las consideraciones de la flecha admisibles considerando una viga simplemente apoyada con una carga distribuida.

### 3.6.5 Cálculo de la longitud máxima admisible entre apoyos de la tubería de presión

$$L_{ad} = \sqrt[3]{\frac{16}{75} \frac{EI(100)}{F}} m \quad (179)$$

Dónde:

E = Módulo de elasticidad del material [kg/cm<sup>2</sup>].

I = Momento de inercia de la tubería [m<sup>4</sup>].

$$I = I_x = I_y = \frac{\pi}{64} (D_e^4 - D_i^4) \quad (180)$$

**3.6.6 Determinación de la longitud entre apoyo.** Para determinar la longitud entre apoyos de la tubería se considera la siguiente ecuación (SHIGLEY, 1998):

$$L_s = L_{ad} - \Delta L m \quad (181)$$

Dónde:

$\Delta L$  = Longitud de seguridad. Se considerará aproximadamente 2 m para el acero (SHIGLEY, 1998).

$L_{ad}$  = Longitud máxima admisible entre apoyos [m].

$L_s$  = Longitud entre apoyos [m].

Se tomará una distancia de 8 metros entre apoyos.

Para calcular el momento resistente se utiliza la siguiente ecuación:

$$W = \left[ \frac{\pi}{32} \frac{D_e^4 - D^4}{D_e} 100^3 \right] cm^3 \quad (182)$$

Para las diferentes alternativas planteadas tendremos una longitud aproximada entre apoyos en la Tabla 33.

Tabla 33. Longitud entre apoyos, longitud máxima admisible y momento resistente

Diámetro Nominal [in]	Diámetro Interno [m]	Inercia I [m <sup>4</sup> ]	F [kgf/cm]	L <sub>ad</sub> [m]	Ls [m]	W [cm <sup>3</sup> ]
18	0.4287	0.000486	2.9	19.372	17.372	2129.605
20	0.4778	0.000710	3.628	20.626	18.626	2798.171
24	0.5746	0.001427	5.148	23.160	21.160	4684.191

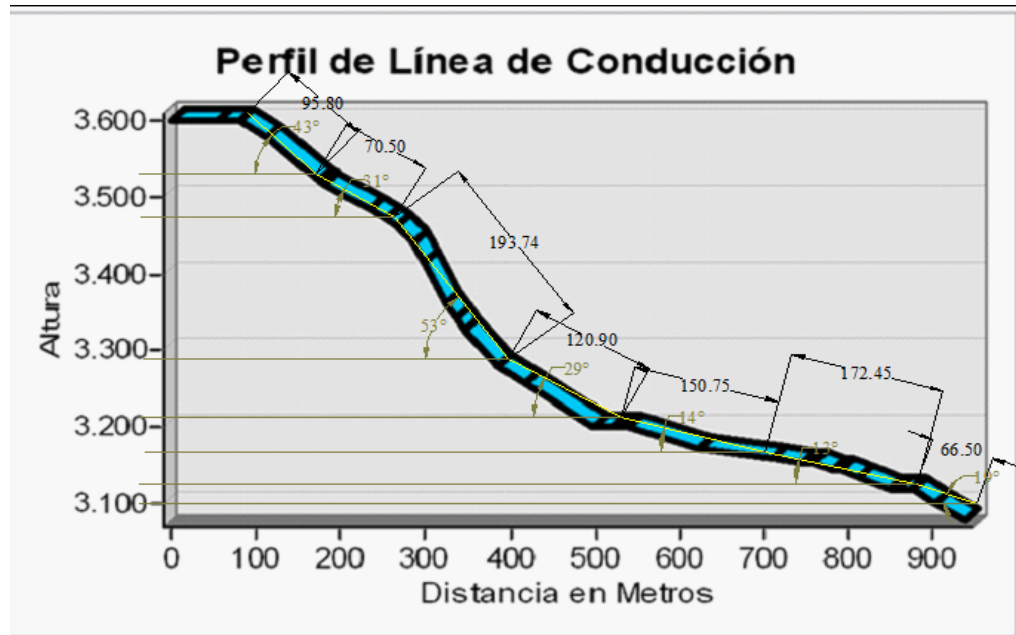
Fuente: Autores

Para determinar el ángulo complementario se debe hacer la siguiente diferencia:

$$\theta = 90 - \theta_1 \quad (183)$$

Continuación tenemos los diferentes tramos de la tubería de presión.

Figura 33. Esquema de tubería de presión



Fuente: Autores



Tabla 34. Tensión longitudinal por flexión en cada tramo y para diferentes diámetros

TRAMO	Diámetro Nominal [in]	Diámetro Interno [m]	Ls [m]	$\theta_1$ [°]	$\theta$ [°]	$\sigma_f$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]
1	18	0,4287	8	43	47	82,394
	20	0,4778	8			75,868
	24	0,5746	8			64,305
2	18	0,4287	8	31	59	96,568
	20	0,4778	8			88,919
	24	0,5746	8			75,368
3	18	0,4287	8	53	37	67,800
	20	0,4778	8			62,430
	24	0,5746	8			52,915
4	18	0,4287	8	29	61	98,534
	20	0,4778	8			90,729
	24	0,5746	8			76,902
5	18	0,4287	8	14	76	109,312
	20	0,4778	8			100,655
	24	0,5746	8			85,315
6	18	0,4287	8	13	77	109,772
	20	0,4778	8			101,078
	24	0,5746	8			85,673
7	18	0,4287	8	19	71	106,522
	20	0,4778	8			98,085
	24	0,5746	8			83,136

Fuente: Autores

**3.6.7 Tensión Longitudinal por variación de pendiente.** Esta tensión se debe por la inclinación por variación de la pendiente del terreno (ORTIZ, 2011).

$$\sigma_j = \left[ \frac{4FLs \cos \theta}{\pi(D_e^2 - D^2)100} \right] \frac{kg}{cm^2} \quad (184)$$

Dónde:

F = Fuerza que produce el agua y la tubería [kg/cm]

Ls = Longitud entre apoyos. Se considera una longitud máxima de 8m

$\theta$  = Angulo complementario al ángulo de la pendiente que está en el campo [°]

D = Diámetro interior de la tubería [m].

De = Diámetro exterior de la tubería [m].

El cálculo de la tensión longitudinal por variación de la pendiente, de la ecuación (184) se tiene en la siguiente Tabla.

Tabla 35. Tensión longitudinal por variación de la pendiente

TRAMO	Diámetro Nominal [in]	Diámetro Interno [m]	Ls [m]	$\theta_1$ [°]	$\theta$ [°]	$\sigma_j$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]
1	18	0,4287	8	43	47	8,251
	20	0,4778	8			8,466
	24	0,5746	8			8,629
2	18	0,4287	8	31	59	6,232
	20	0,4778	8			6,394
	24	0,5746	8			6,517
3	18	0,4287	8	53	37	9,663
	20	0,4778	8			9,915
	24	0,5746	8			10,105
4	18	0,4287	8	29	61	5,866
	20	0,4778	8			6,019
	24	0,5746	8			6,134
5	18	0,4287	8	14	76	2,927
	20	0,4778	8			3,003
	24	0,5746	8			3,060
6	18	0,4287	8	13	77	2,72
	20	0,4778	8			2,793
	24	0,5746	8			2,846
7	18	0,4287	8	19	71	3,939
	20	0,4778	8			4,042
	24	0,5746	8			4,119

Fuente: Autores

### 3.6.8 Cálculo de esfuerzo equivalente (ORTIZ, 2011)

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\sigma_{ta}^2 + (\sigma_{te} + \sigma_{tl} + \sigma_f + \sigma_j)^2} \quad (185)$$

Dónde:

$\sigma_{ta}$  = Tensión tangencial por golpe de ariete [kg/cm<sup>2</sup>].

$\sigma_{te}$  = Tensión longitudinal por variación de temperatura [kg/cm<sup>2</sup>].

$\sigma_{tl}$  = Tensión longitudinal por la presión hidrostática [kg/cm<sup>2</sup>].

$\sigma_f$  = Tensión longitudinal por flexión entre apoyos [kg/cm<sup>2</sup>].

$\sigma_j$  = Tensión longitudinal por variación de pendiente [kg/cm<sup>2</sup>].

Tabla 36. Esfuerzos longitudinales por variación entre apoyos para cada tramo

TRAMO	Diámetro Nominal [in]	Diámetro Interno [m]	$\sigma_f$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_j$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{eq}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]
1	18	0,4287	82,394	8,252	1110,609
	20	0,4778	75,867	8,467	1157,327
	24	0,5746	64,305	8,629	1189,017
2	18	0,4287	96,567	6,234	1118,122
	20	0,4778	88,919	6,394	1163,997
	24	0,5746	75,367	6,517	1194,349
3	18	0,4287	67,800	9,663	1102,552
	20	0,4778	62,430	9,915	1150,118
	24	0,5746	52,915	10,105	1183,161
4	18	0,4287	98,534	5,866	1119,117
	20	0,4778	90,729	6,019	1164,873
	24	0,5746	76,902	6,134	1195,038
5	18	0,4287	109,312	2,927	1124,014
	20	0,4778	100,654	3,003	1169,110
	24	0,5746	85,314	3,061	1198,243
6	18	0,4287	109,771	2,721	1124,173
	20	0,4778	101,077	2,792	1169,240
	24	0,5746	85,672	2,846	1198,330
7	18	0,4287	106,521	3,939	1122,899
	20	0,4778	98,085	4,042	1168,168
	24	0,5746	83,13	4,119	1197,570

Fuente: Autores

Para determinar si el diseño en la tubería está bien hecho debe cumplirse el siguiente criterio técnico (SHIGLEY, 1998).

$$\text{Si } \sigma_{ad} > \sigma_{eq} \quad (186)$$

Dónde:

$\sigma_{eq}$  = Esfuerzo equivalente [kgf/cm<sup>2</sup>].

$\sigma_{ad}$  = Esfuerzo admisible del material [kgf/cm<sup>2</sup>].

Al cumplir esta condición, las alternativas que se realizó podrán ser tomadas en cuenta como futuras probabilidades de ser la alternativa final, El esfuerzo admisible para el acero ASTM A53 es de:  $\sigma_{ad} = 1\,195,1756$  kgf/cm<sup>2</sup> (Ver anexo DD).

### 3.6.9 Cálculo del coeficiente de seguridad para la tubería de presión (ORTIZ, 2011)

$$\eta_{LS} = \frac{\sigma_{ad}}{\sigma_{eq}} \quad (187)$$

En la siguiente Tabla 37 se muestra los coeficientes de seguridad para cada tramo.

Tabla 37. Coeficiente de seguridad para la tubería de presión

TRAMO	Diámetro Nominal [in]	$\sigma_{eq}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$\eta_{LS}$
1	18	1110,608	1,59
	20	1157,327	1,53
	24	1189,017	1,49
2	18	1118,122	1,58
	20	1163,997	1,52
	24	1194,349	1,48
3	18	1102,553	1,60
	20	1150,118	1,54
	24	1183,161	1,49
4	18	1119,117	1,58
	20	1164,873	1,52
	24	1195,038	1,48
5	18	1124,014	1,57
	20	1169,110	1,51
	24	1198,243	1,47
6	18	1124,173	1,57
	20	1169,240	1,51
	24	1198,330	1,47
7	18	1122,899	1,57
	20	1168,168	1,52
	24	1197,570	1,48

Fuente: Autores

**3.6.10 Análisis y selección final de tubería de presión.** Aquí procedemos a analizar las alternativas planteadas para la tubería de presión y elegir el más adecuado.

#### 1. Tubería de acero comercial tipo API de 18" de diámetro nominal

Ventajas:

- Su costo es relativamente baja comparadas con las de mas

Desventajas:

- Las el porcentaje de pérdidas son muy altas

- La velocidad es muy alta lo cual reduce el tiempo de vida de la tubería.
- No resiste las presiones de trabajo lo cual hace que optamos aumentar el espesor, con el cual también aumenta el costo.

## **2. Tubería de acero comercial tipo API de 20" de diámetro nominal**

Ventajas:

- Soporta bien la presión de trabajo, ya que el espesor es menor existente en el catálogo del fabricante.
- La velocidad del agua está dentro del rango recomendado por lo que el desgaste es progresivo.
- El factor de seguridad de esta alternativa, nos asegura que la tubería soportara los esfuerzos existentes.

Desventajas:

- El costo es más alto que el anterior.
- El peso de esta tubería es más alta, por lo que su traslado e instalación es costoso.

## **3. Tubería de acero comercial tipo API de 24" de diámetro nominal**

Ventajas:

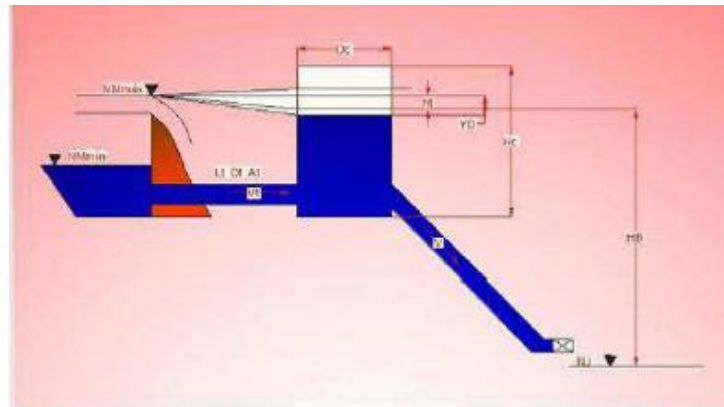
- Soporta bien la presión de trabajo, ya que el espesor es menor existente en el catálogo del fabricante.
- La velocidad del agua es más bajo que el anterior.
- El factor de seguridad de esta alternativa, nos asegura que la tubería soportara los esfuerzos existentes.

Desventajas:

- El costo es más alto que los anteriores.
- El índice de seguridad es muy bajo, con respecto al anterior.

### 3.7 Chimenea de equilibrio o Almenara (ORTIZ, 2011)

Figura 34. Esquema de la chimenea de Equilibrio o almenara



Fuente: Tello, Fernando. Estudio de factibilidad sistema de turbobombeo comunidad Cananvalle

Para determinar si el sistema requiere chimenea de equilibrio (ORTIZ, 2011), en la página 207 indica que se debe cumplir la siguiente condición:

$$\frac{L}{H_B} \leq 5 \quad (188)$$

Dónde:

L = Longitud de tubería de presión 870,64 m.

H<sub>B</sub> = Altura bruta, 440 m, entonces:

$$\frac{870,64m}{440m} \leq 5$$

$$1,98 \leq 5$$

Esto indica que es necesario el uso de almenara. Para esto se deben conocer algunos datos iniciales como:

- La longitud de tubería desde el tanque de presión hasta la almenara L<sub>g</sub> = 4 m.
- El diámetro de la tubería a la salida del tanque de presión, que en nuestro caso es D<sub>g</sub> = 0,4778 m.

Entonces se realizan el siguiente cálculo, el parámetro de la sección transversal de la conducción es:

$$A_g = \frac{\pi D_g^2}{4} \quad (189)$$

$$A_g = 0,179 \text{ m}^2$$

a) Cálculo de la velocidad en la conducción.

$$V_g = \frac{Q}{A_g} \quad (190)$$

$$V_g = 4,456 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

b) Cálculo de las pérdidas por fricción en este tramo de la tubería según SCOBEEY.

$$h_a = 0,00131136 \frac{Q_d^{1.9}}{D_g^{1.1}} L_g \quad (191)$$

$$h_a = 0,007735 \text{ m}$$

c) Cálculo de las pérdidas totales de presión  $h_t$ .

$$h_t = 1,04 h_a \quad (192)$$

$$h_t = 0,008044 \text{ m}$$

**3.7.1** Cálculo de la sección transversal de la almenara  $A_c$  (ORTIZ, 2011)

$$A_c = \frac{V_g^2 L_g A_g}{2g(H_B - h_t)h_t} \quad (193)$$

$$A_c = 0,205 \text{ m}^2$$

Cálculo de la sobrepresión teórica del golpe de ariete  $y_e$ .

$$y_e = y_d = V_g \sqrt{\frac{A_g L_g}{g A_c}} \quad (194)$$

$$y_e = y_d = 2,661 \text{ m}$$

**3.7.2** Cálculo de la altura de la almenara  $H_c$  (ORTIZ, 2011)

$$H_c = 2(y_e + 1) + D_g \quad (195)$$

$$H_c = 7,799 \text{ m}$$

### 3.7.3 Cálculo del diámetro de la almenara $D_c$

$$D_c = \sqrt{\frac{4A_c}{\pi}} \quad (196)$$

$$D_c = 0,511 m$$

Determinación de la constante K para el factor de pérdida de presión.

$$K = \frac{h_t}{y_e} \quad (197)$$

$$K = 0,00302$$

Determinación del factor de pérdida de presión por efecto del golpe de ariete  $Z_e$  (SHIGLEY, 1998):

$$Z_e = 1 - \left(\frac{2}{3}\right)K + \left(\frac{1}{9}\right)K^2 \quad (198)$$

$$Z_e = 0,998$$

Para la sobrepresión real del golpe de ariete  $Y_E$  se calcula de la siguiente manera (SHIGLEY, 1998):

$$Y_E = y_e Z_e \quad (199)$$

$$Y_E = 2,656 m$$

Los resultados de los cálculos se muestran en la Tabla 38 a continuación:

Tabla 38. Dimensiones de la chimenea de equilibrio

<b><math>A_t</math>: m<sup>2</sup></b>	0,1972
<b><math>V_g</math>: m/s</b>	4,456
<b><math>h_a</math>: mm</b>	7,735
<b><math>h_t</math>: mm</b>	8,044
<b><math>A_c</math>: m<sup>2</sup></b>	0,205
<b><math>y_e</math>: m</b>	2,661
<b><math>Y_d</math>: m</b>	2,661
<b><math>H_c</math>: m</b>	7,799
<b><math>D_c</math>: m</b>	0,511
<b><math>K</math>:</b>	0,00302

Fuente: Autores

A continuación se recalcula los siguientes términos (SHIGLEY, 1998):

Cálculo de las pérdidas por fricción  $h_a'$ .



$$h_a' = 0,00172116 \frac{Q_d^{1.9}}{D_g^{1.1}} L_g \quad (200)$$

$$h_a' = 0,00172116 \frac{0.8^{1.9}}{0.4778^{1.1}} (4)$$

$$h_a' = 0,01015 m$$

Cálculo de las pérdidas de presión totales en el sistema de conducción, debido la fricción  $h_t'$ .

$$h_t' = 1,04 h_a' \quad (201)$$

$$h_t' = 0,01055 m$$

Determinación de una constante  $K'$  para el cálculo del factor de pérdida.

$$K' = \frac{h_t'}{y_d} \quad (202)$$

$$K' = 0,0396$$

Cálculo del factor de pérdida de presión por efecto del golpe de ariete  $Z_d'$ .

$$Z_d = 1 - 0,593(K')^3 + 1,556(K')^2 - 1,683(K') \quad (203)$$

$$Z_d = 0,936 m$$

$$Z_d' = 0,131(K')^2 - 0,353(K') + 0,5 \quad (204)$$

$$Z_d' = 0,486 m$$

Aquí se fórmula la siguiente condición para el cálculo de  $Y_D$ , escogiendo cuál de las pérdidas de presión es mayor, es decir (ORTIZ, 2011):

$$\text{Si } Z_d > Z_d' \quad (205)$$

Entonces la ecuación es:

$$Y_D = y_d Z_d \quad (206)$$

$$Y_D = 2,661(0,936)$$

$$Y_D = 2,489 m$$

### 3.7.4 Cálculo de la altura mínima que debe tener la almenara $H_{cmin}$

$$H_{cmin} = Y_E + Y_D + 2 + D_g \quad (207)$$

$$H_{cmin} = 2,656 + 2,489 + 2 + 0,4778$$

$$H_{cmin} = 7,623 \text{ m}$$

Los resultados de los cálculos se muestran en la Tabla 39 con los siguientes valores:

Tabla 39. Altura mínima de la chimenea de equilibrio

$h_a' : \text{m}$	10,15
$h_t' : \text{m}$	10,55
$K' :$	0,0396
$Z_d : \text{m}$	0,9356
$Z_d' : \text{m}$	0,486
$Y_D : \text{m}$	2,489
$H_{cmin} : \text{m}$	7,623

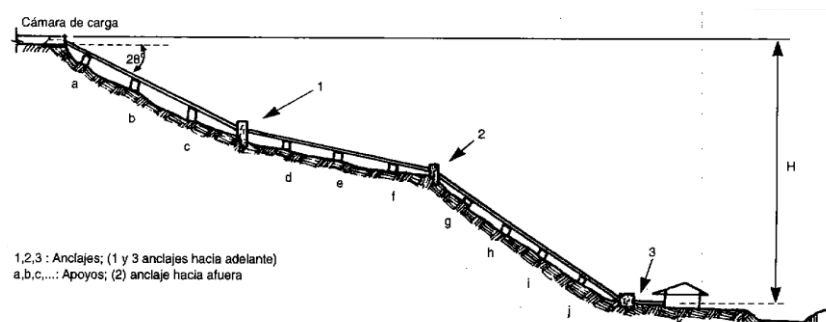
Fuente: Autores

### 3.8 Diseño del sistema de apoyos (ORTIZ, 2011)

El perfil de tubería de presión se adapta a las condiciones del terreno y a su pendiente respectiva, es por ello que durante su trayecto, la tubería de presión debe sostenerse sobre estructuras de concreto llamados apoyos y en los lugares en donde se requiera.

Para que la tubería no se flexione excesivamente y evitar el riesgo de fractura en la misma hay que calcular el máximo espaciamento entre los soportes en base a las recomendaciones.

Figura 35. Sistema de apoyos y anclajes de una tubería de presión

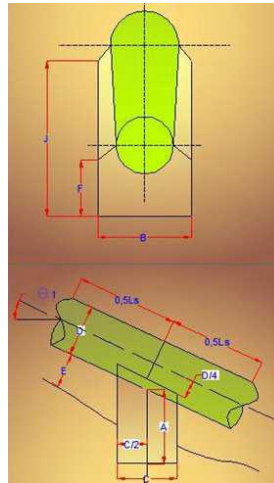


Fuente: ITDG, manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

**3.8.1 Diseño de bloques de apoyo.** Los apoyos deben construirse de tal manera que permitan el movimiento longitudinal de la tubería al dilatarse o contraerse por la acción de los cambios de temperatura del ambiente, sin exceder el límite de resistencia del

suelo, a lo largo del lugar por donde pasa la tubería se recomienda hacer canales de drenaje para evitar la erosión de los cimientos de los soportes o gradas para facilitar las tareas de mantenimiento (ORTIZ, 2011).

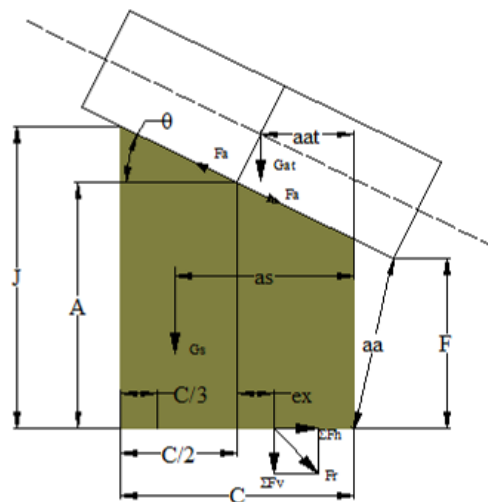
Figura 36. Dimensiones principales de un apoyo



Fuente: Hidrobo Fausto. Diseño de un sistema de turbo bombeo y riego por aspersión en la comunidad de san Francisco de Cunuguachay

El diseño de bloques de apoyo se realiza tomando en cuenta parámetros de seguridad y que brinden la confiabilidad necesaria para nuestra tubería

Figura 37. Tensiones de un apoyo



Fuente: Hidrobo, Fausto. Diseño de un sistema de turbo bombeo y riego por aspersión en la comunidad de san Francisco de Cunuguachay

### **1. Altura mínima**

$$E_{\min} = 0,25Dn \quad (208)$$

Dónde:

$E_{\min}$  = Altura mínima del apoyo [m]

$D_n$  = Diámetro nominal de la tubería de presión [m]

### **2. Ancho del bloque "B"**

$$B = 1,5Dn \quad (209)$$

Dónde:

B = Ancho del bloque [m]

### **3. Largo del bloque "C"**

$$C = 1,9Dn \quad (210)$$

Dónde:

C = Largo del bloque [m]

### **4. Altura del bloque "A"**

$$A = 1,2Dn \quad (211)$$

Dónde:

A = Altura del bloque [m]

### **5. Cálculo de la distancia "J"[13]**

$$J = A + 0,5C(\operatorname{tg} \theta_1) \quad (212)$$

Dónde:

A = Altura del bloque [m]

C = Ancho del bloque [m]

$\theta_1$  = Pendiente del tramo

### **6. Cálculo de la distancia "F"**

$$F = A - 0,5C(\operatorname{tg} \theta_1) \quad (213)$$

Dónde:

A = Altura del bloque [m].

C = Ancho del bloque [m].

$\theta_1$  = Pendiente del tramo.

Tabla 40. Dimensiones principales de los apoyos según el tramo

Tramo	$\theta_1$ [°]	Longitud del tramo [m]	Ls [m]	Emin [m]	B [m]	C [m]	A [m]	F [m]	J [m]
1	43	95,8	7,37	0,127	0,965	0,965	0,609	0,159	1,059
2	31	70,5	7,83	0,127	0,965	0,965	0,609	0,319	0,899
3	53	193,74	7,75	0,127	0,965	0,965	0,85	0,209	1,490
4	29	120,9	7,56	0,127	0,965	0,965	0,609	0,342	0,877
5	14	150,75	7,93	0,127	0,965	1,2	0,609	0,460	0,759
6	13	172,45	7,84	0,127	0,965	1,2	0,609	0,471	0,748
7	19	66,5	7,39	0,127	0,965	1,2	0,609	0,403	0,816

Fuente: Autores

**3.8.2** *Fuerzas actuantes sobre los apoyos.* Los apoyos jugaran un papel importante dentro de la seguridad en el sistema de presión, ya que sobre ellos destacan fuerzas actuantes como el peso propio de la tubería y el peso del agua, por lo que su análisis es importante (ORTIZ, 2011).

**3.8.2.1** *Fuerzas sobre los apoyos.* Fuerza por el peso de la tubería y el peso del agua,  $Gat$ .

$$Gat = Ga + Gt \quad (214)$$

Dónde:

Ga = peso del agua [kgf].

Gt = Peso de la tubería [kgf].

Para encontrar el parámetro anterior nos ayudamos de los siguientes parámetros.

$$Ga = \gamma a \frac{\pi D_i^2}{4} Ls \quad (215)$$

$$Gt = \gamma t \pi e (D_i + e) Ls \quad (216)$$

Dónde:

$\gamma_a$  = peso específico del agua [9791,03 kgf/m<sup>3</sup>].

$\gamma_t$  = peso específico de la tubería [76930 kgf/m<sup>3</sup>].

$L_s$  = Longitud entre apoyos [m].

$e$  = espesor de la tubería [15,09 mm].

### 3.8.2.2 Fuerza por el peso de apoyo $G_s$ (ORTIZ, 2011)

$$G_s = \gamma_s V_s \quad (217)$$

Dónde:

$\gamma_s$  = peso específico del concreto [2400 kgf/m<sup>3</sup>].

$V_s$  = Volumen del apoyo [m<sup>3</sup>].

Cálculo del volumen de apoyo  $V_s$ .

$$V_s = \frac{CB}{3} (F + J + C\sqrt{FJ}) + \frac{c(D_i + 2e)}{4\cos\theta_1} \left( B - \frac{\pi(D_i + 2e)}{180} \arctag\left(\frac{B}{D}\right) \right) \quad (218)$$

Dónde:

$D_i$  = Diámetro interno de la tubería de presión [0,4778 m].

$C$  = Ancho del apoyo [m].

$B$  = Longitud del apoyo [m].

$C$  = ancho del apoyo [m].

$\theta_1$  = Ángulo de la tubería aguas arriba [°].

$e$  = Espesor de la tubería [15,09 mm].

Fuerza de fricción entre tuberías y apoyos  $F_a'$

$$F_a' = \mu_K (G_a + G_t) \cos \theta_1 \quad (219)$$

Dónde:

$\mu_K$  = Coeficiente de rozamiento (ver Anexo P)

$G_a$  = Peso del agua [kgf]

$G_t$  = Peso de la tubería [kgf]

El apoyo ofrece una resistencia al deslizamiento de la tubería y es mayor que la fuerza de fricción, la cual se toma igual a:

$$Fa = 1,1Fa' \quad (220)$$

Cálculo del empuje horizontal  $\Sigma F_H$

$$\sum F_H = F_a \cos \theta_1 \quad (221)$$

Sumatoria de esfuerzos verticales  $\Sigma F_V$

$$\sum F_V = G_s + Gat + F_a \sin \theta_1 \quad (222)$$

Fuerza de fricción entre el apoyo y el suelo  $F_{ab}$

$$F_{ab} = 0,35(G_s + Gat + Fa (\sin \theta_1)) \quad (223)$$

El coeficiente de fricción entre el apoyo y el terreno es de 0,35(ver Anexo Q)

El resumen de fuerzas actuantes en los apoyos se muestra en la siguiente Tabla.

Tabla 41. Fuerzas actuantes en los apoyos para cada tramo

Tramo	Ga [kgf]	Gt [kgf]	Gat [kgf]	Vs [m <sup>3</sup> ]	Gs [kgf]	Fa' [kgf]	Fa [kgf]	$\Sigma F_H$ [kgf]	$\Sigma F_V$ [kgf]	F <sub>ab</sub> [kgf]
1	12816,7	13247,7	26064,3	10,7	25694,3	7624,9	9149,9	6691,8	57998,8	20299,6
2	13616,6	14074,5	27691,1	9,3	22189,7	9494,4	11393,2	9765,9	55748,8	19512,1
3	13477,5	13930,7	27408,2	13,1	31430,3	6597,9	7917,4	4764,8	65161,7	22806,6
4	13147,1	13589,2	26736,3	9,1	21781,0	9353,6	11224,3	9817,0	53958,9	18885,6
5	13790,5	14254,3	28044,8	10,3	24736,3	10884,7	13061,6	12673,6	55940,9	19579,3
6	13633,9	14092,5	27726,5	10,3	24643,3	10806,3	12967,6	12635,3	55286,9	19350,4
7	12851,4	13283,6	26135,1	10,6	25318,3	9884,5	11861,4	11215,1	55315,0	19360,3

Fuente: Autores

**3.8.3 Estabilidad del apoyo.** Se debe verificar si el diseño es el adecuado por lo cual debe cumplir la siguiente condición (ORTIZ, 2011).

Para que este bien apoyada, debe cumplir la siguiente condición en la tabla 42.

$$\frac{F_{ab}}{\sum F_H} \geq 1,5 \quad (224)$$

Tabla 42. Análisis de la estabilidad en cada tramo

TRAMO	$\Sigma F_H$ [kgf]	$F_{ab}$ [kgf]	CONDICIÓN	CONCLUSIÓN
1	6691.77	20299.59	3.0335	OK
2	9765.91	19512.07	1.9979	OK
3	4764.81	22806.58	4.7864	OK
4	9817.03	18885.64	1.9237	OK
5	12673.64	19579.35	1.544	OK
6	12635.26	19350.42	1.5314	OK
7	11215.14	19.360.27	1.7262	OK

Fuente: Autores

Luego de hacer un análisis de la condición 1, buscamos parámetros para luego someter los apoyos a la condición 2 de estabilidad para ello realizamos el cálculo de la distancia al centro de gravedad del apoyo  $a_s$  (ORTIZ, 2011).

$$a_s = \frac{C}{14,4D} (7,2D + C \tan \theta_1) \quad (225)$$

Distancia  $a_a$  desde la parte derecha de la gráfica del apoyo y la fuerza ejercida por la fricción de la tubería de apoyo (ORTIZ, 2011).

$$a_a = (A + 0,5C(\tan \theta_1)) \cos \theta_1 \quad (226)$$

Distancia  $a_{at}$  desde la parte derecha de la gráfica del apoyo y la fuerza ejercida por el peso de la tubería de apoyo y el agua (ORTIZ, 2011).

$$a_{at} = 0,5(C - D \sin \theta_1) \quad (227)$$

Distancia  $e_x$  a la cual debe pasar la suma de los esfuerzos verticales para que el apoyo no voltee (ORTIZ, 2011).

$$e_x = \frac{(\sum F_v(0,5C)) - (Gs(as)) - (Gat(a_{at})) + (Faa_a)}{\sum F_v} \quad (228)$$

Una vez hallado  $e_x$ ; se debe cumplir con la siguiente condición:

$$e_x \leq C/6 \quad (229)$$

Los resultados del análisis de la condición 2 de estabilidad de los apoyos presentados en la Tabla 43.



Tabla 43. Condición de estabilidad

TRAMO	a <sub>a</sub> [m]	a <sub>at</sub> [m]	a <sub>s</sub> [m]	e <sub>x</sub> [m]	c/6 [m]	conclusión
1	0,116	0,319	0,608	0,087	0,160	OK
2	0,273	0,359	0,563	0,135	0,160	OK
3	0,126	0,291	0,662	0,056	0,160	OK
4	0,299	0,366	0,557	0,137	0,160	OK
5	0,446	0,542	0,652	0,144	0,2	OK
6	0,459	0,546	0,648	0,144	0,2	OK
7	0,381	0,522	0,672	0,127	0,2	OK

Fuente: Autores

**3.8.4 Condición de resistencia del terreno.** Para que el apoyo no se entierre garantizar que los esfuerzos transmitidos al terreno no superen la capacidad portante del mismo. Por lo tanto deben cumplirse las siguientes condiciones (ORTIZ, 2011):

**Condición 1:**

$$\sigma_c \leq \sigma_{ad} \quad (230)$$

**Condición 2:**

$$\sigma_t > 0 \quad (231)$$

Dónde:

$\delta_c$  = Tensión a la compresión del apoyo [kg/m<sup>2</sup>].

$\delta_t$  = Tensión a la tracción del apoyo [kg/m<sup>2</sup>].

**3.8.4.1 Cálculo de la tensión a la compresión del apoyo  $\delta_c$ .** Es la tensión transmitida por el apoyo al terreno:

$$\sigma_c = \frac{\sum F_v}{BC} \left( 1 + \frac{6e_x}{C} \right) \quad (232)$$

Dónde:

$\sum F_v$  = Sumatoria de fuerzas verticales [kg].

B = Ancho del apoyo [m].

C = Longitud del apoyo [m].

$e_x$  = Distancia a la cual pasar la suma de los esfuerzos verticales.

El terreno donde estará los apoyos es roca calcárea y arena gruesa, los valores admisibles se muestra en el Anexo P.

#### 3.8.4.2 Cálculo de la tensión a la tracción $\delta t$ (ORTIZ, 2011)

$$\sigma_t = \frac{\sum F_v}{BC} \left( 1 - \frac{6e_x}{C} \right) \quad (233)$$

Dónde:

$\Sigma F_v$  = Sumatoria de fuerzas verticales [kg].

B = Ancho del apoyo [m].

C = Longitud del apoyo [m].

$e_x$  = Distancia a la cual pasar la suma de los esfuerzos verticales.

Los esfuerzos y la condición de resistencia de los apoyos se muestran en la tabla siguiente Tabla.

Tabla 44. Esfuerzos de los apoyos y condiciones de resistencia

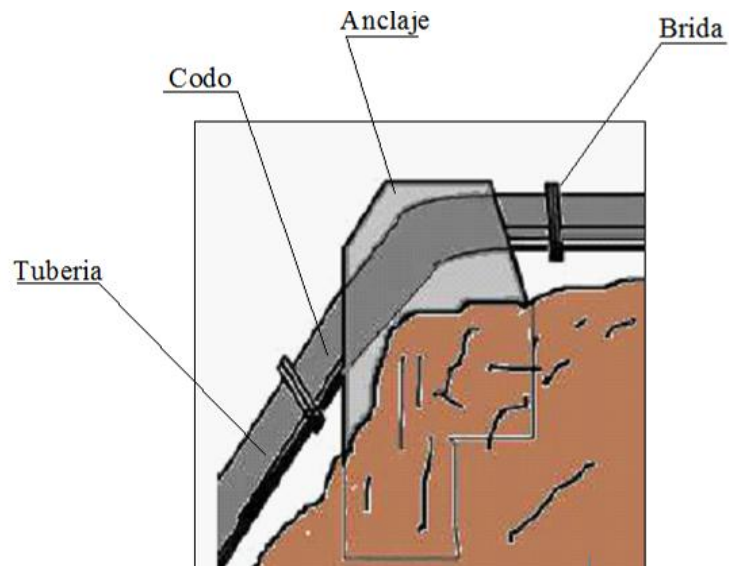
TRAMO	$\sigma_c$ [Kg/m <sup>2</sup> ]	$\sigma_c < \sigma_{ad}$	$\sigma_t$ [Kg/m <sup>2</sup> ]	$\delta_t > 0$
1	96164,72	OK	28348,29	OK
2	110254,43	OK	9428,038	OK
3	94179,19	OK	45711,06	OK
4	107606,82	OK	8233,29	OK
5	83074,75	OK	13521,77	OK
6	82276,29	OK	13190,81	OK
7	78170,00	OK	17345,68	OK

Fuente: Autores

### 3.9 Diseño de bloques de anclaje (ORTIZ, 2011)

Los anclajes son masa de hormigón armado que rodea a la tubería, e impide el movimiento de la misma. En virtud de su peso y el área que involucra, es diseñado para resistir cualquier carga que la tubería pueda ejercer en él y debe ser anclado bien a la tierra.

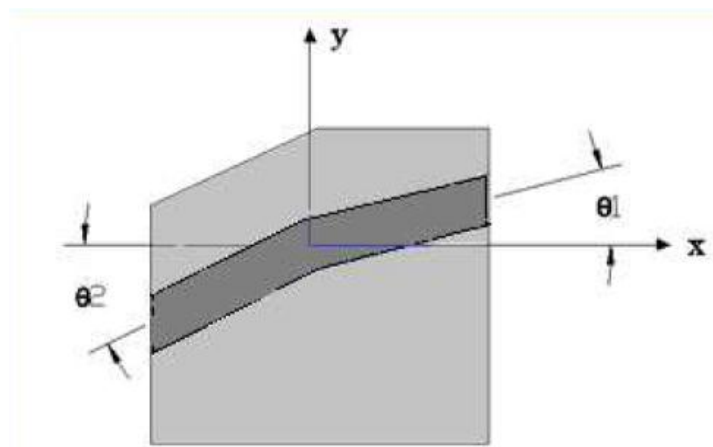
Figura 38. Esquema general de un anclaje



Fuente: Tello Fernando, Estudio de factibilidad sistema de turbobombeo comunidad Cananvalle.

Para el cálculo de las fuerzas designaremos la letra **m** para aguas arriba y la letra **j** para aguas abajo y los ángulos  $\theta_1$  y  $\theta_2$  se indican en la siguiente figura.

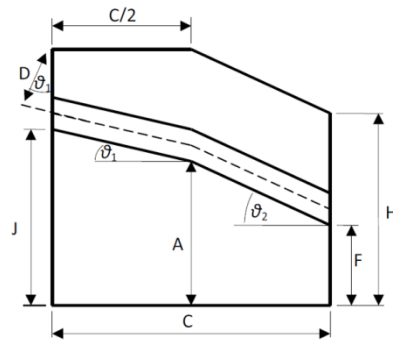
Figura 39. Ángulo de la tubería en el plano lateral del anclaje



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

**3.9.1 Dimensionamiento del anclaje.** Para el dimensionamiento del anclaje se sugieren las siguientes medidas y posteriormente el análisis de estabilidad comprobara si son suficientes para soportar las cargas aplicadas sobre él (ORTIZ, 2011).

Figura 40. Vista lateral y dimensiones de un anclaje



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

La longitud entre la base del anclaje y el cambio de dirección de la tubería de presión:

$$A = 4D \quad (234)$$

Altura del anclaje B:

$$B = 3D \quad (235)$$

Ancho del anclaje C:

$$C = 3D \quad (236)$$

Dónde:

D = Diámetro de la tubería, [0,508 m].

1. **Distancia inferior entre la base del anclaje y la tubería de aguas abajo F parte del anclaje que va enterrado:**

$$F = A - 0,5C \tan(\theta_2) \quad (237)$$

Dónde:

A = Longitud entre la base del anclaje y el cambio de dirección de la tubería de presión, [m].

C = Ancho del anclaje [m].

$\theta_2$  = Ángulo de inclinación de la tubería respecto a la horizontal XY aguas abajo [°].

2. **Distancia superior entre la base del anclaje y la tubería aguas arriba J: [9]**

$$J = A + 0,5C(\tan(\theta_1)) \quad (238)$$

Dónde:

A = Longitud entre la base del anclaje y el cambio de dirección de la tubería de presión, [m].

C = Ancho del anclaje [m].

$\theta_1$  = Ángulo de inclinación de la tubería respecto a la horizontal XY aguas arriba [°].

### 3. Altura del anclaje aguas abajo H:

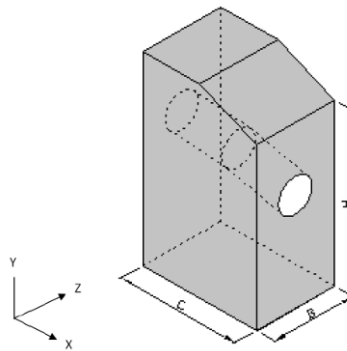
$$H = 1,5D + F \quad (239)$$

Dónde:

F = Distancia inferior entre la base del anclaje y la tubería aguas abajo [m]

D = Diámetro de la tubería [m].

Figura 41. Esquema isométrico de un anclaje



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

### 4. Cálculo del volumen del anclaje (ORTIZ, 2011):

$$V_c = V_{tot} - V_t \quad (240)$$

Dónde:

$V_{tot}$  = Volumen total del anclaje [m<sup>3</sup>].

$V_t$  = Volumen de la tubería dentro del anclaje [m<sup>3</sup>].

El volumen total del anclaje es:

$$V_{tot} = B \left( \frac{C}{4} 3(J + 1.5D \cos \theta_1) + H \right) \quad (241)$$

Dónde:

B = Altura del anclaje [m].

C = Ancho del anclaje [m].

J = Distancia superior entre la base del anclaje y la tubería aguas arriba [m].

D = Diámetro de la tubería [m].

$\theta_1$  = Ángulo de inclinación de la tubería respecto a la horizontal XY aguas arriba [°].

H = Altura del anclaje aguas abajo [m].

Volumen de la tubería se calcula mediante la siguiente ecuación (ORTIZ, 2011):

$$V_t = \frac{\pi}{8} C(D + 2e) \left( \frac{1}{\cos \theta_1} + \frac{1}{\cos \theta_2} \right) \quad (242)$$

Dónde:

C = Ancho del anclaje [m].

D = Diámetro de la tubería [m].

e = Espesor de la tubería [m].

$\theta_1$  = Ángulo de inclinación de la tubería respecto a la horizontal XY aguas arriba [°].

$\theta_2$  = Ángulo de inclinación de la tubería respecto a la horizontal XY aguas abajo [°].

Las dimensiones generales de los anclajes de la tubería de presión se indican en la Tabla 45.

Tabla 45. Dimensiones generales de los anclajes

Anclaje	A [m]	B [m]	C [m]	F [m]	J [m]	H [m]	Vc [m³]
1	2,032	1,524	2,5	0,866	2,032	1,628	9,214
2	2,032	1,524	2,5	1,281	3,198	2,043	12,504
3	2,032	1,524	2,5	0,373	2,783	1,135	10,055
4	2,032	1,524	2,5	1,339	3,691	2,101	13,577
5	2,032	1,524	2,5	1,720	2,725	2,482	12,325
6	2,032	1,524	2,5	1,743	2,344	2,505	11,541
7	2,032	1,524	2,5	1,601	2,321	2,364	11,253
8	2,032	1,524	2,5	2,032	2,462	2,794	12,266

Fuente: Autores

### 3.9.2 Fuerzas sobre los anclajes (ITDG, 1995)

#### 3.9.2.1 Cálculo de la componente del peso de la tubería y el agua perpendicular $F_1$

$$F_1 = (W_t + W_a) L_1 \cos \alpha \quad (243)$$

Dónde:

$W_t$  = peso del tubo por unidad de longitud [kgf/m].

$W_a$  = peso del agua por unidad de longitud [kgf/m].

$L_1$  = Longitud media entre el anclaje y el apoyo próximo [m].

$\alpha$  = Ángulo de inclinación de la tubería aguas arriba o aguas abajo.

$$W_t = \gamma_t \pi e (Di + e) \quad (244)$$

$$W_a = \gamma_a \pi \frac{Di^2}{4} \quad (245)$$

Dónde:

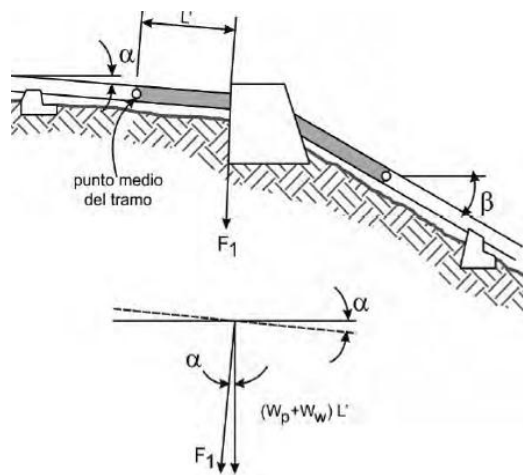
$\gamma_t$  = Peso específico de la tubería [76930 kgf/m<sup>3</sup>].

$\gamma_a$  = Peso específico del agua [1000 kgf/m<sup>3</sup>].

$e$  = espesor de la tubería [m].

$D$  = Diámetro de la tubería [m].

Figura 42. Componentes de las fuerzas de peso



Fuente: ITDG, Manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

**3.9.2.2 Cálculo de la fuerza de fricción entre la tubería sobre los soportes,  $F_2$ .** Si la tubería se mueve longitudinalmente sobre los apoyos, se crea una fuerza de fricción en cada uno de ellos. Esta fuerza existe solo donde uno o varios apoyos se encuentran localizados entre el anclaje y una junta de expansión.

$$F_2 = \mu(W_t + W_a)L_2 \cos \alpha \quad (246)$$

Dónde:

$L_2$  = Longitud de la tubería sujeta a movimiento [m], Corresponde a la distancia entre puntos medios de los tramos entre apoyo y anclaje respectivo.

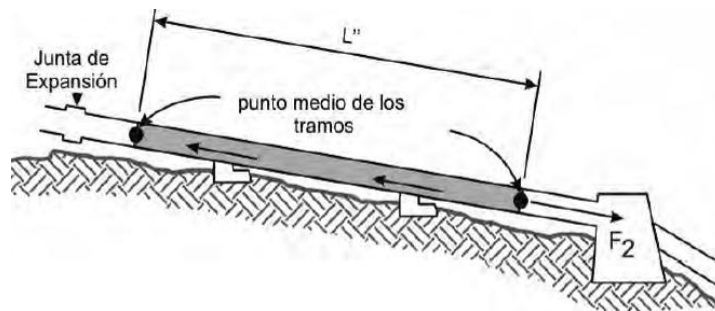
$W_t$  = Peso del tubo por unidad de longitud [kgf/m].

$W_a$  = Peso del tubo por unidad de longitud [kgf/m].

$\mu$  = Coeficiente de fricción entre la tubería y el apoyo. [ $\mu = 0,5$ ] (Ver Anexo Q)

$\alpha$  = Ángulo de inclinación de la tubería aguas arriba o aguas abajo.

Figura 43. Fuerzas longitudinales

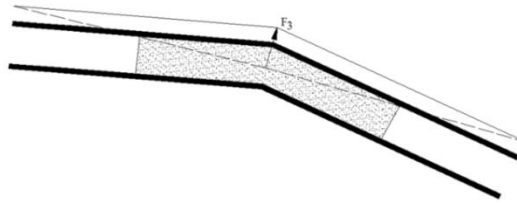


Fuente: ITDG, Manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

**3.9.2.3 Cálculo de la fuerza de presión  $F_3$ .** La presión hidrostática del agua en una curva crea una fuerza  $F_3$  que actúa hacia fuera (o hacia dentro si la curva es cóncava ascendente). Esta es la fuerza principal que debe considerarse en el diseño de anclajes o bloques de empuje para aprovechamientos de medios o grandes saltos, pero puede ser minimizada evitando curvas significativas a lo largo de la alineación de la tubería.



Figura 44. Esquema de la fuerza F3



Fuente: ITDG, Manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

$$F_3 = 1.6(10^3)HD^2 \text{Sen}\left(\frac{\theta_2 + \theta_1}{2}\right) \quad (247)$$

Dónde:

H = Presión estática en la tubería a la altura del anclaje, [m].

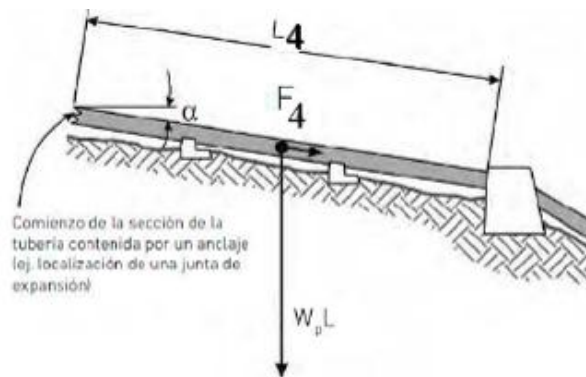
D = Diámetro interno de la tubería, [m].

$\theta_1$  = Ángulo de inclinación de la tubería con respecto a la horizontal en el tramo aguas arriba del anclaje.

$\theta_2$  = Ángulo de inclinación de la tubería con respecto a la horizontal aguas abajo del anclaje.

### 3.9.2.4 Cálculo de la componente del peso de la tubería paralela a ella F4

Figura 45. Esquema de la fuerza F4



Fuente: ITDG, Manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

En una cuesta, la componente del peso del tubo, paralela al mismo, tiende a tirarlo hacia abajo y ejerce una fuerza en un anclaje.

Se deben considerar las secciones de una tubería tanto aguas arriba como aguas abajo de un anclaje. La longitud (\$L\_4\$) en la ecuación de la fuerza \$F\_4\$ que actúa en un anclaje es la

longitud de la sección aguas arriba o aguas debajo de la tubería que realmente debe ser controlada por ese anclaje.

$$F_4 = W_t L_4 \text{sen} \alpha \quad (248)$$

Dónde:

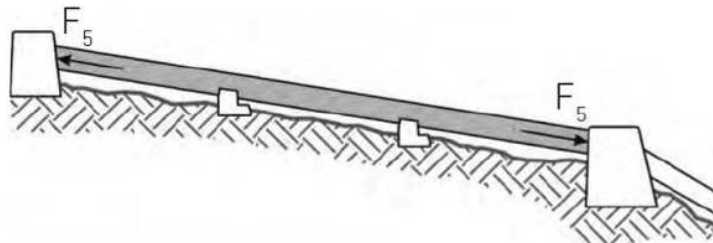
$W_t$  = peso del tubo por unidad de longitud [kgf/m].

$\alpha$  = Angulo de inclinación de la tubería aguas arriba o aguas abajo.

$L_4$  = Longitud del tramo de tubería de presión [m].

### 3.9.2.5 Cálculo de la tensión generada térmicamente $F_5$

Figura 46. Esquema de la fuerza  $F_5$



Fuente: ITDG, Manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

El cálculo de esta tensión no se le considera ya que si se encuentra instalado una junta de expansión a continuación de cada anclaje, por lo que no hay tensiones inducidas térmicamente no golpean al anclaje.

$$F_5 = 31 D_n e E (T_{\max} - T_{\min}) \quad (249)$$

Dónde:

$D_n$  = Diámetro nominal de la tubería de presión [m].

$e$  = Espesor de la tubería [15,09mm].

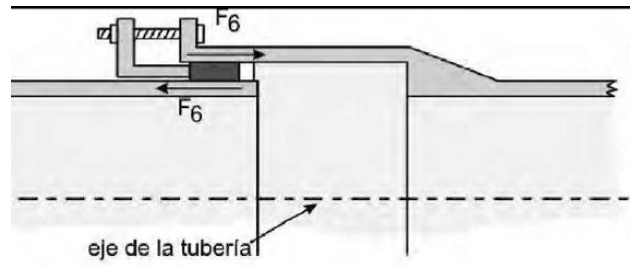
$E$  = Modulo de elasticidad del material [para acero al carbono 207 MPa].

$T_{\max}$  = Temperatura máxima de la zona [°C].

$T_{\min}$  = Temperatura mínima de la zona [°C].

**3.9.2.6 Cálculo de la fuerza de fricción dentro de una junta de dilatación  $F_6$ .** La fuerza puede empujar contra el anclaje (con el aumento de la temperatura) o tirar del anclaje (con la disminución de la temperatura).

Figura 47. Fuerza debido a la fricción dentro de una junta de expansión F6



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

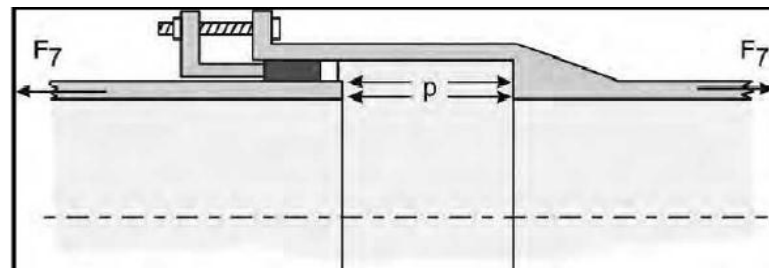
$$F_6 = 10D_n \quad (250)$$

Dónde:

D = Diámetro de la tubería, [m].

### 3.9.2.7 Cálculo de la fuerza debido a la presión hidrostática dentro de las juntas de expansión F7

Figura 48. Fuerza debido a la presión hidrostática dentro de una junta



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

Las dos secciones de la tubería que entran en una junta de expansión terminan dentro de la unión; por lo tanto, sus extremos están expuestos a la presión hidrostática, causando una fuerza que empuja contra los anclajes aguas arriba y aguas debajo de la unión.

$$F_7 = 3,1HD_n e \quad (251)$$

Dónde:

H = presión hidrostática en el punto de interés. Distancia vertical entre el nivel normal del tanque de presión y el centro del bloque [m].

e = Espesor de la tubería, [15,09 mm].

Dn = Diámetro nominal de la tubería, [m].

Todas las fuerzas antes descritas, que actúan sobre nuestros anclajes, las resumimos en las dos siguientes Tablas 46 y 47.

Tabla 46. Fuerzas actuantes en los anclajes aguas arriba

Anclaje	F1m [kgf]	F2m [kgf]	F3m [kgf]	F4m [kgf]	Fm6 [kgf]	Fm7 [kgf]
1	7768,86	1976,81	0	0	5,08	0
2	10655,13	2663,78	14362,36	7355,42	5,08	1,55
3	13267,58	3316,89	24843,54	5554,74	5,08	2,42
4	9219,94	2304,98	61436,93	8613,36	5,08	6,09
5	13070,89	3267,72	42167,87	5228,72	5,08	7,49
6	15210,44	3802,61	29968,90	2609,15	5,08	8,35
7	15100,95	3775,24	39291,11	2426,12	5,08	9,27
8	13812,71	3453,17	24832,17	3511,29	5,08	9,78

Fuente: Autores

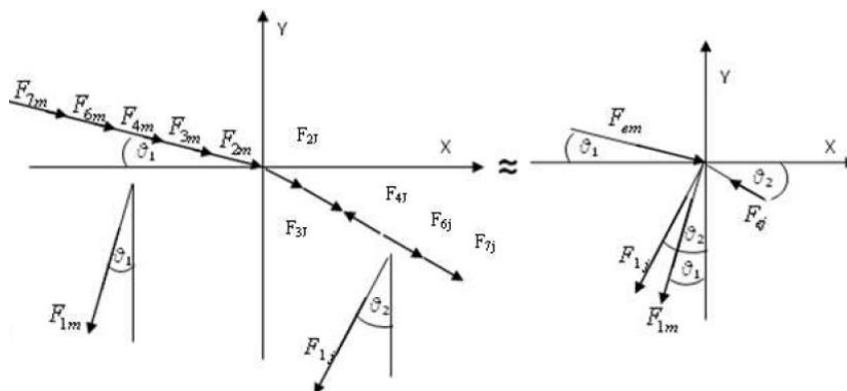
Tabla 47. Fuerzas actuantes en los anclajes aguas abajo

Anclaje	F1j [kgf]	F2j [kgf]	F3j [kgf]	F4j [kgf]	F6j [kgf]	F7j [kgf]
1	5298,36	2663,78	0	0	5,08	0
2	7503,65	3316,89	14362,36	7355,42	5,08	1,55
3	12361,63	2304,98	24843,54	5554,74	5,08	2,42
4	7427,43	3267,72	61436,93	8613,36	5,08	6,09
5	3615,45	3802,61	42167,88	5228,72	5,08	7,49
6	3526,36	3775,24	29968,90	2609,15	5,08	8,35
7	5045,72	3453,17	39291,11	2426,12	5,08	9,27
8	0	988,40	24832,17	3511,29	5,08	9,79

Fuente: Autores

El diagrama de las fuerzas que actúan en un anclaje la cual se puede observar en la figura 49.

Figura 49. Diagrama de las fuerzas que actúan en un anclaje



Fuente: Ortíz Ramiro, pequeñas centrales hidroeléctricas

**3.9.2.8 Cálculo de fuerzas resultantes en los anclajes.** Se suman las fuerzas paralelas a la tubería que actúan sobre el anclaje aguas arriba y aguas abajo (ITDG, 1995).

$$F_{em} = F_{2m} + F_{3m} + F_{4m} + F_{6m} + F_{7m} \quad (252)$$

$$F_{ej} = -F_{2j} - F_{3j} + F_{4j} - F_{6j} - F_{7j} \quad (253)$$

Las fuerzas resultantes que actúan sobre un anclaje que permiten variar la pendiente vertical son:

La componente horizontal en el eje x:

$$F_{xv} = -F_{1m} \sin \theta_1 + F_{em} \cos \theta_1 - F_{1j} \cos \theta_1 - F_{ej} \sin \theta_2 \quad (254)$$

La componente horizontal en el eje y:

$$F_{yv} = -F_{1m} \cos \theta_1 - F_{em} \sin \theta_1 - F_{1j} \cos \theta_2 - F_{ej} \sin \theta_2 \quad (255)$$

Resumen de fuerzas resultantes actuantes en los apoyos se encuentran en la siguiente Tabla.

Tabla 48. Fuerzas resultantes actuantes en los anclajes

Anclaje	F <sub>em</sub> [kgf]	F <sub>ej</sub> [kgf]	F <sub>xv</sub> [kgf]	F <sub>yv</sub> [kgf]
1	9750,75	-7967,22	15184,39	-6210,18
2	35043,33	-17834,11	17043,55	-28938,80
3	46990,25	-33962,92	39274,13	-15889,70
4	81586,39	-63529,89	35562,79	-46402,78
5	63747,79	-44369,79	23271,34	-35111,67
6	51604,54	-34674,79	25113,36	-22878,76
7	60607,78	-45378,25	32147,09	-18344,82
8	45624,22	-22324,16	15162,27	-27913,99

Fuente: Autores

**3.9.3 Condiciones de estabilidad.** Para que el anclaje sea estable y cumpla su objetivo, se debe cumplir con varias condiciones (ITDG, 1995):

a) Que no se voltee, debe garantizarse de manera simultánea que la suma de las fuerzas pase por un tercio medio de la base, con relación a sus dimensiones B, C.

$$e_{xc} < \frac{c}{3} \quad (256)$$

$e_{xc}$  se puede determinar mediante la siguiente ecuación:

$$e_{xc} = \frac{(F_{em} \cos \theta_1 + F_{ej} \cos \theta_2)A}{F_{YV} + G_c} - \frac{(G_c + W_t + W_a)c/2}{F_{YV} + G_c} \quad (257)$$

$W_t + W_a$  corresponde a la componente vertical del peso del agua y la tubería y se determinó en las ecuaciones 244 y 245.

En el caso de que no se cumpla la condición se debe aumentar los valores de C en las dimensiones del anclaje.

El peso del concreto del anclaje es igual a:

$$G_c = \gamma_c V_c \quad (258)$$

Dónde:

$\gamma_c$  = Peso específico del concreto 2400 (kgf/m<sup>3</sup>).

$V_c$  = Volumen del concreto del anclaje, [m<sup>3</sup>].

A continuación se presenta la tabla 49 con los siguientes valores:

Tabla 49. Primera condición de estabilidad

Anclaje	exc	c/3	exc < c/3
1	-1,947	0,833	OK
2	-32,199	0,833	OK
3	-3,029	0,833	OK
4	0,548	0,833	OK
5	0,422	0,833	OK
6	-3,072	0,833	OK
7	-1,889	0,833	OK
8	-1,149	0,833	OK

Fuente: Autores

b) Se debe satisfacer a la relación entre los momentos  $M_{XC}$  y  $M_{XB}$  con la componente vertical  $F_{YV}$ : (Los momentos expresados en kgf-m) (ITDG, 1995).

$$\frac{M_{XC}}{F_{YV}} \geq 1,5 \quad (259)$$

$$\frac{M_{XB}}{F_{YV}} \geq 1,5 \quad (260)$$

Dónde:

$$M_{xc} = F_{yv} \frac{L_s}{2} - \left( F_{xv} \frac{C}{2} \right) \quad (261)$$

$$M_{xb} = F_{yv} \frac{L_s}{2} - \left( F_{yv} \frac{B}{2} \right) \quad (262)$$

La Tabla 50, resume la condición **b)** antes mencionada respecto a todos los anclajes:

Tabla 50. Segunda condición de estabilidad

Anclaje	Mxc [Kgf]	Mxb [Kgf]	Mxc/Fyv	Mxb/Fyv
1	-31400,850	-19748,35	5,06	3,179
2	-127943,923	-22191,08	4,42	2,748
3	-111300,841	-26622,06	7,00	1,675
4	-224264,261	-39556,59	4,83	2,645
5	-161811,288	-28175,64	4,61	1,956
6	-122105,97	-23160,99	5,34	2,145
7	-112095,542	-24367,39	6,11	2,568
8	-122095,063	-13471,29	4,37	3,215

Fuente: Autores

c) Para que el anclaje no se entierre debe garantizarse que los esfuerzos transmitidos al terreno  $\sigma_c$  y  $\sigma_t$  no sean superiores a la capacidad portante del mismo  $\sigma_{ad}$  (ITDG, 1995):

(Los esfuerzos están expresados en  $\text{kgf/m}^2$ ).

$$\sigma_c \leq \sigma_{ad} \quad (263)$$

$$\sigma_t \geq 0 \quad (264)$$

Dónde:

$\sigma_c$  = Tensión a la compresión para el anclaje [ $\text{kgf/m}^2$ ].

$\sigma_t$  = Tensión a la tracción para el anclaje [ $\text{kgf/m}^2$ ].

$$\sigma_c = \frac{\sum F_v}{BC} \left( 1 + \frac{6ex}{C} \right) \quad (265)$$

$$\sigma_t = \frac{\sum F_v}{BC} \left( 1 - \frac{6ex}{C} \right) \quad (266)$$

Dónde:

$\Sigma F_v$  = Sumatoria de fuerzas verticales, [kg].

B = Ancho del apoyo, [m].

C = Longitud del apoyo. [m].

ex = Distancia a la cual debe pasar la suma de los esfuerzos verticales para que el apoyo no se voltee [m].

En la sumatoria de fuerzas verticales debe estar incluido el peso del concreto del anclaje, es decir (ITDG, 1995):

$$\sum F_v = G_c + W_t + W_a + F_{em} \cdot \text{sen} \theta_1 + F_{ej} \cdot \text{sen} \theta_2 \quad (267)$$

El terreno donde se asentará el anclaje es de roca calcárea y arena gruesa. El valor de  $\sigma_{ad}$  se indica en la Tabla 51.

Tabla 51. Tercera condición de estabilidad

Anclaje	$\sigma_c$	$\sigma_c < 0$	$\sigma_t$	$\sigma_c < \sigma_{ad}$
1	1493,450	OK	8301,016	OK
2	3214,004	Ok	21301,231	OK
3	12864,594	OK	25035,756	OK
4	23252,61	OK	12925,614	OK
5	13269,838	OK	13884,493	OK
6	3321,864	OK	14714,850	OK
7	2079,917	OK	16697,200	OK
8	12744,574	OK	11543,700	OK

Fuente: Autores

### 3.10 Casa de máquinas

La casa de máquinas es el local en donde se encuentra la turbina, generador y aparatos auxiliares.

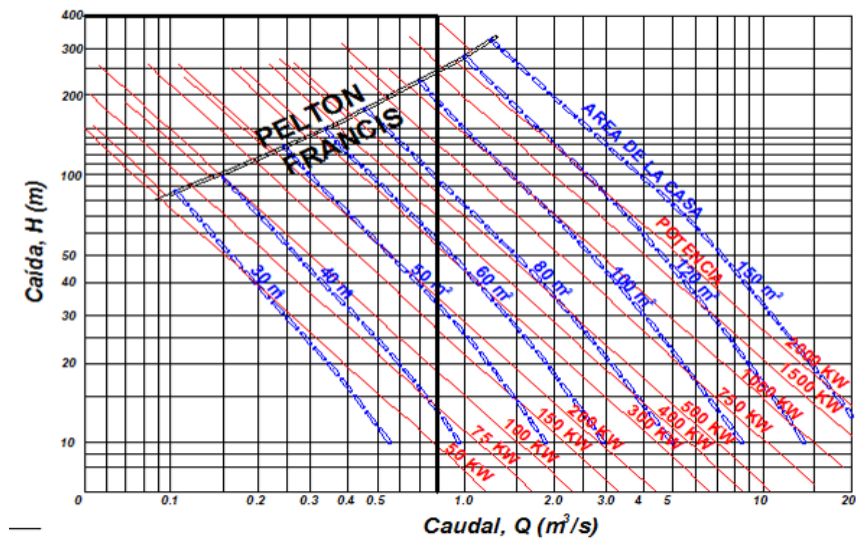
El área de la casa de máquinas la determinamos con ayuda de la figura 50, en función del caudal de diseño y de la altura bruta.

Como podemos apreciar en la figura 50 para un caudal de 0.8 m<sup>3</sup>/s y una caída neta de 429 m no corta aproximadamente con la línea de 150 m<sup>2</sup>.

La casa de máquinas solo será construida utilizando hormigón ciclópeo para los cimientos, las bases serán hechas con hormigón armado y sus paredes de ladrillo.



Figura 50. Área necesaria para la casa de máquinas de una central hidráulica (No incluye la residencia del empleado)



Fuente: Guía de diseño de pequeñas centrales hidroeléctricas, Santa Fe de Bogotá

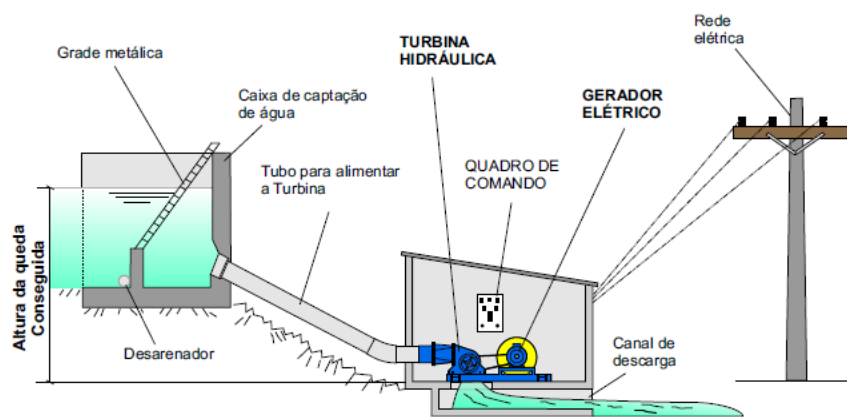
## CAPÍTULO IV

### 4. CÁLCULO DE LOS PARÁMETROS TÉCNICOS Y SELECCIÓN DE EQUIPOS

En este proyecto no se pretende diseñar el grupo electromecánico; en su lugar, utilizando criterios y datos ya analizados previamente en este estudio, seleccionar equipos estandarizados de una gama de fabricantes en el mercado.

Los resultados de los cálculos serán la base para las especificaciones técnicas de los equipos mecánicos para la central hidroeléctrica Ulpan y servirán como parámetros referenciales para los fabricantes que suministren los equipos.

Figura 51. Esquema del conjunto electromecánico de la central



Fuente: <http://www.renovables-energia.com/2009/06/esquema-de-una-central-hidroelectrica/>

#### 4.1 Parámetros fundamentales de diseño (ITDG, 1995)

El diseño de una turbina está relacionado directamente con los siguientes parámetros:

- Captación está a 3648.25 [m].
- Caudal de diseño de la central  $Q = 0,8$  [m<sup>3</sup>/s].
- Altura Neta de la central [m].
- Numero de revoluciones del eje de la turbina [N].

## 4.2 Altura o salto neto (ITDG, 1995)

La altura neta que es el resultado de restar las pérdidas de carga totales a lo largo del sistema de la altura bruta.

$$H_N = H_B - H_{RT} \quad (268)$$

Dónde:

$H_B$  = Altura bruta [m]

$H_{RT}$  = Pérdidas totales en la tubería de presión, [m]

$$H_N = 440 - 11,77$$

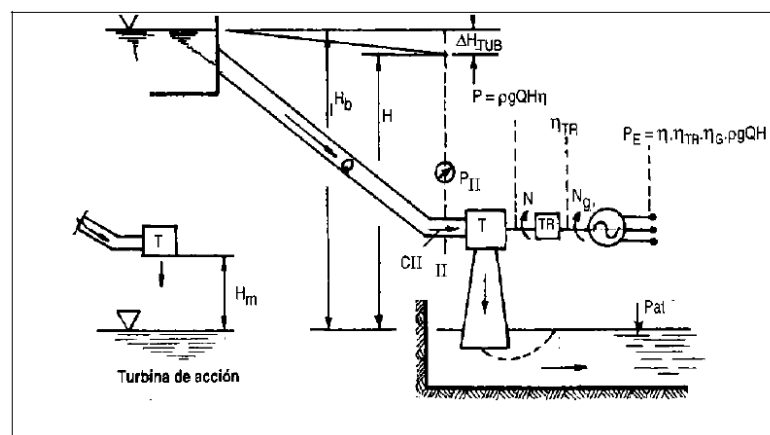
$$H_N = 428,23 \text{ m}$$

## 4.3 Potencia y eficiencia de la turbina (ITDG, 1995)

Para la selección de una turbina a usarse en una en nuestro proyecto es necesario tener en cuenta las diferentes alternativas que se presentan de manera que la turbina elegida sea la que tenga mejores prestaciones.

De acuerdo al esquema de la central hidroeléctrica la potencia generada tiene las siguientes ecuaciones:

Figura 52. Esquema de una pequeña central hidroeléctrica



Fuente: ITDG, manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

En el Anexo U se puede estimar los valores de la eficiencia máxima y rangos de la potencia de acuerdo a las condiciones del caudal de diseño y la altura neta que cada uno de los diferentes tipos de turbinas que nos ofrece, se puede estimar que es la turbina Pelton con una máxima eficiencia del 91% ( $\eta = 0,91$ )

La ecuación utilizada para el cálculo de la Potencia (P) es:

$$P = \frac{QHn}{0,102} \quad (269)$$

Dónde:

P = Potencia al eje de la turbina en [kw].

Q = Caudal efectivo en [m<sup>3</sup>/seg].

H = Altura neta en [m].

n = eficiencia de la turbina, adimensional.

$$P = \frac{(0.8)(428.23)(0.91)}{0,102}$$

$$P = 3000 \text{ kw}$$

$$P = 3 \text{ Mw}$$

#### **4.4 Selección de las máquinas hidráulicas (turbinas) (ITDG, 1995)**

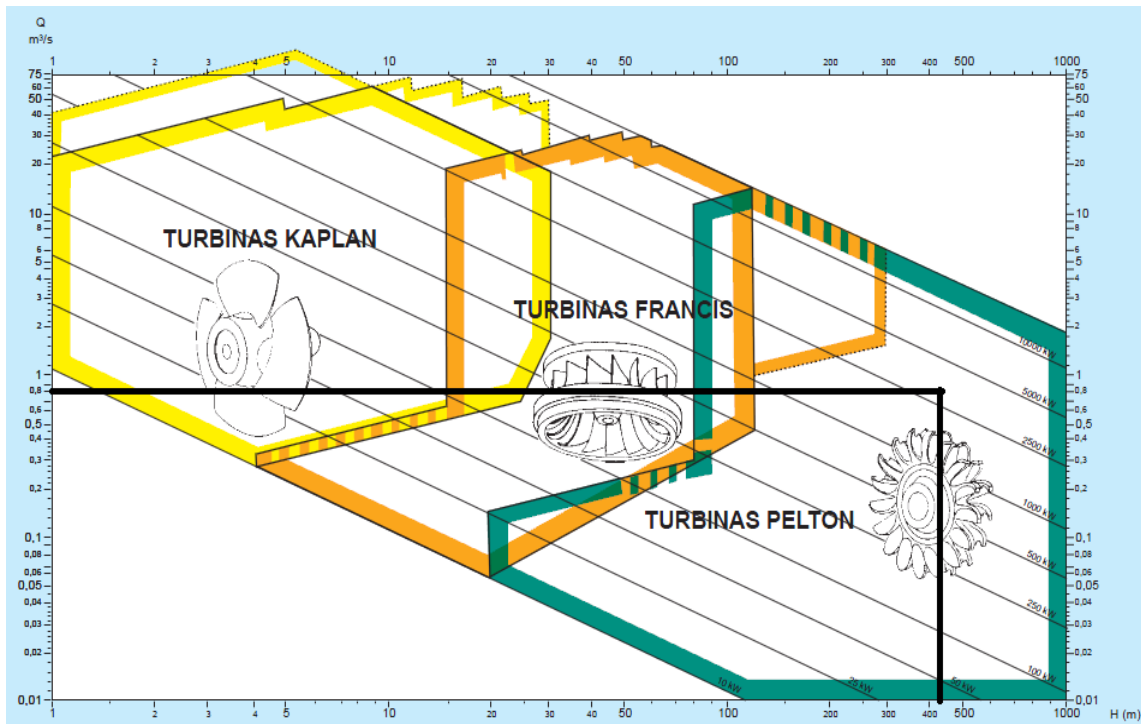
La selección de la turbina se lo puede realizar de dos formas, la primera se puede obtener según los catálogos que nos ofrecen los fabricantes interceptando el caudal y altura neta que nos indicaran el tipo de turbina a utilizar.

La segunda forma es comprobando que la velocidad específica Ns no exceda el límite establecido en la Tabla 52.

**4.4.1 Selección del tipo de turbina en coordinación con los fabricantes.** Para la selección se intersecará una vertical en el valor del caudal, con la horizontal con el valor de la caída neta.

Luego de reconocer en que zona se encuentra se procede a decidir entre las posibles alternativas en función de las velocidades específicas.

Figura 53. Ábaco para selección del tipo de turbinas



Fuente: [www.juanjosegarciaegocheaga.com/tecnicaturbinas.html](http://www.juanjosegarciaegocheaga.com/tecnicaturbinas.html)

Para un caudal de  $0.8 \text{ [m}^3/\text{s]}$  y un salto neto de  $428,23 \text{ [m]}$ , la turbina más adecuada es la turbina Pelton.

**4.4.2 Selección del tipo de turbina en base a su velocidad específica.** Para asegurar el uso de esta turbina, utilizaremos uno de los principales criterios que se deben manejar a la hora de seleccionar una turbina para una central hidroeléctrica, este criterio es mediante el cálculo de la velocidad específica cinemática ( $N_s$ ) y la velocidad específica dinámica ( $N_q$ ), estos valores se obtienen de las siguientes ecuaciones (ITDG, 1995).

$$N_q = \frac{N_T(Q)^{1/2}}{(H_B)^{3/4}} \quad (270)$$

$$N_s = 3,03N_q \quad \text{Para turbinas pequeñas} \quad (271)$$

$$N_s = 3,40N_q \quad \text{Para turbinas grandes} \quad (272)$$

Dónde:

$Q$  = caudal total que fluye por la turbina  $[\text{m}^3/\text{s}]$ .

$H_B$  = salto neto de la central  $[\text{m}]$ .

$N_r$  = velocidad de giro de turbina [rpm].

Para determinar el número de revoluciones a las que debe girar la turbina, se debe encontrar la velocidad sincrónica, ya que el eje de la turbina y el generador van acopladas directamente para ello se utilizara un generador de 4 pares de polos y 60 Hz.

La velocidad de rotación se calcula con la ecuación.

$$N = \frac{60f}{p} \quad (273)$$

Dónde:

$f$  = frecuencia en [Hz]

$p$  = número de polos

Para el cálculo de número de revoluciones se toma 4 pares de polos.

$$N = \frac{60(60)}{4}$$

$$N = 900 \text{ rpm}$$

El rango de aplicación de la turbina Pelton lo define los números específicos de revoluciones, para ello remplazamos en las ecuaciones (271 y 272). Donde se tiene:

$$N_q = 8.55 \text{ rpm}$$

$$N_s = 25,9 \text{ rpm}$$

Tabla 52. Rango de aplicación de turbinas hidráulicas

TIPO DE TURBINA	$N_q$	$N_s$
Turbina Pelton de 1 Tobera	hasta 9	hasta 18
Turbina Pelton de 2 Tobera	4 a 13	14 a 42
Turbina Pelton de 3 Tobera o más	5 a 22	17 a 73
Turbina Michell – Banky	18 a 60	60 a 200
Turbina Francis Lenta	18 a 68	69 a 125
Turbina Francis Normal	38 a 68	125 a 225
Turbina Francis Rápida	68 a 135	225 a 450
Turbina Axial	105 a 300	350 a 1000

Fuente: ITDG, manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

Con los resultados obtenidos y de acuerdo a la tabla 52 aseguramos que la turbina que se debe utilizar es la turbina Pelton de 2 Toberas.

#### 4.5 Cálculo de la potencia eléctrica

Para el cálculo de la potencia que se obtiene a la salida del generador se considera que este tiene un rendimiento promedio del 95% y como se optó por una conexión directa entre el eje de la turbina y el eje del generador, la eficiencia de la transmisión, en este caso se considera como 1 (ITDG, 1995).

$$P_G = P n_{TR} n \quad (274)$$

$$P_G = (3000)(1)(0,95)$$

$$P_G = 2880 \text{ kw}$$

$$P_G = 2,9 \text{ Mw}$$

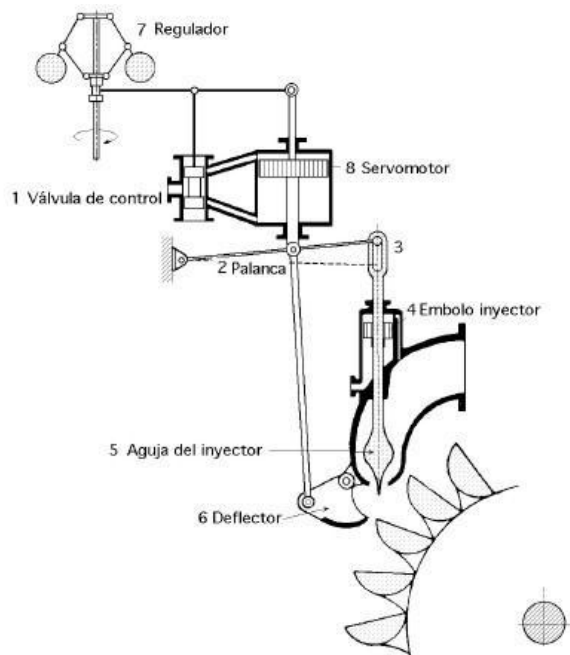
Con los resultados obtenidos y de acuerdo a la tabla 52, aseguramos que la turbina que se debe utilizar es la turbina Peltón de 2 Tobera, con un generador síncrono ya que en nuestra central hidroeléctrica se pretende generar una potencia de 3 Mw de energía eléctrica.

#### 4.6 Diseño hidráulico de la turbina (ITDG, 1995)

Una vez seleccionada el tipo de turbina que es Pelton de 2 chorros se procede con el diseño hidráulico de la turbina es decir, se determinan las dimensiones de sus elementos principales, en base al tipo de turbina.

**4.6.1 Geometría del inyector.** Los inyectores de la turbina Pelton están formados por un codo de sección circular progresivamente decreciente ,un tramo recto de sección circular en donde se monta coaxialmente una aguja con cabeza en forma de bulbo y finalmente una boquilla que oriente el flujo de agua en forma tangencial al rodete. En la siguiente figura está en forma detallada la constitución de un inyector:

Figura 54. Esquema del inyector de la turbina Pelton



Fuente: ITDG, manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

**4.6.2 Velocidad del chorro a la salida del inyector.** Debido a que la turbina Pelton es una turbina de acción donde la altura neta se convierte en energía cinética, la velocidad de chorro a la salida del inyector es:

$$c = \phi = \sqrt{2gH} \quad (275)$$

Siendo:

$$\phi = \sqrt{1 - \frac{\Delta H_i}{H}} \quad (276)$$

Dónde:

C= velocidad del chorro en [m/s].

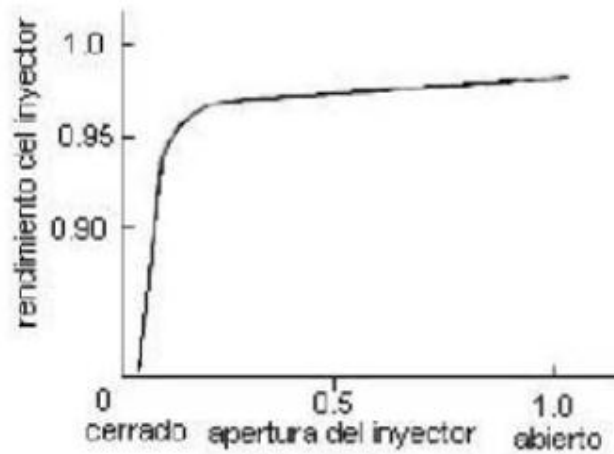
H = altura neta en [m].

g = gravedad de la tierra 9,8 [m/s<sup>2</sup>]

$\phi$  = coeficiente de velocidad que depende de las pérdidas del inyector  $\Delta H_i$  en [m], su valor varía entre 0,95 y 0,99 y se determina den la siguiente figura.



Figura 55. Tobera de la turbina Pelton



Fuente: ITDG, manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

Se asume un valor promedio de:  $\phi = 0,97$

Remplazando en la ecuación (275 ) se tiene:

$$c = 88,98 m/s$$

**4.6.3 Diámetro del chorro.** El diámetro del chorro ( $d$ ) es medido en la vena contracta, para lo cual se utiliza la siguiente ecuación:

$$d = \frac{0,55Q^{1/2}}{H^{1/4}n^{1/2}} \quad (277)$$

Esta relación es válida para un coeficiente de velocidad promedio de  $\phi = 0,97$

Dónde:

$d$ = diámetro del chorro [m]

$Q$ = caudal efectivo en [m<sup>3</sup>/s]

$H$ = altura neta [m]

$n$ = número de inyector

$$d = 0,076 m$$

**4.6.4 Diámetro Pelton.** El diámetro Pelton es correspondiente a la circunferencia media de las cucharas, tangente a la línea media del chorro y se calcula con la siguiente ecuación:

$$D = (37 \text{ a } 39) \frac{\sqrt{H}}{N} \quad (278)$$

Dónde:

D= diámetro pelton [m]

H= altura neta [m]

N= velocidad de rotación de la turbina en [rpm]

$$D = 0,87 \text{ m}$$

Esta expresión es válida para  $\phi = 0,97$  y una eficiencia total promedio  $n = 0,88$ . Los valores bajos del coeficiente se asumen para turbinas de alto  $N_s$  y los altos para las de bajo  $N_s$ .

#### 4.6.5 Relación D/d para el chorro

$$\frac{D}{d} = 11,38 \quad (279)$$

#### 4.6.6 Velocidad específica

La velocidad específica para una eficiencia  $n = 0.88$  y  $\phi = 0.97$  es:

$$N_s = 240 * \left( \frac{d}{D} \right) \quad (280)$$

$$N_s = 21.07$$

#### 4.6.7 Número de alabes

$$Z = \frac{1}{2} \left( \frac{D}{d} \right) + (14 \text{ a } 16) \quad (281)$$

$$Z = 22 \text{ alabes}$$

#### 4.6.8 Altura mínima de montaje

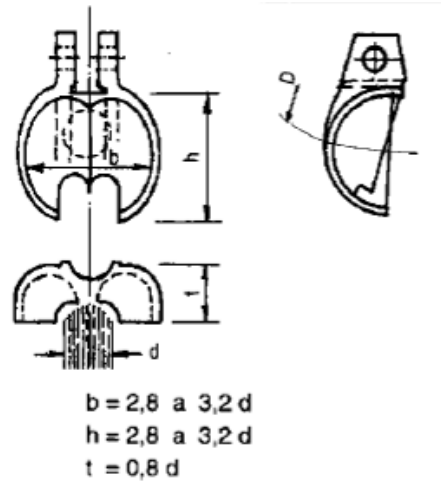
$$H_m = 10d + \frac{H}{2000} \quad (282)$$

$$H_m = 100,764 + \frac{428,3}{2000}$$

$$H_m = 0,978 \text{ m}$$

**4.6.9 Dimensiones básicas de los alabes.** Las dimensiones principales de los alabes en la turbina Pelton son las que se muestran en la figura 56.

Figura 56. Dimensiones básicas de una turbina Pelton



Fuente: ITDG, manual de mini y micro centrales hidroeléctricas

Los valores bajos se emplean cuando la máxima eficiencia se da a cargas parciales y los valores altos si se desea que la máxima eficiencia ocurra a plena carga, a continuación realizamos los cálculos:

$$b = (2,8 \text{ a } 3,2) d \quad (283)$$

Asumimos un valor de 3

$$b = 0,229 \text{ m}$$

$$h = (2,8 \text{ a } 3,2) d \quad (284)$$

$$h = 0,229 \text{ m}$$

$$t = 0,8 d \quad (285)$$

$$t = 0,061 \text{ m}$$

Las dimensiones enviadas por el fabricante de la turbina y los componentes electromecánicos de generación se muestran en el Anexo V.

#### 4.6.10 Especificaciones del equipo electromecánico

**4.6.10.1 Grupo turbina generador.** Las especificaciones técnicas del Grupo turbina Generador a ser utilizado en la Central Hidroeléctrica Ulpan se presentan en la tabla 53.

Tabla 53. Especificaciones técnicas de la turbina generador

TURBINA		GENERADOR	
Tipo	Pelton	Frecuencia	60 Hz
Inyectores o jets	2	Voltaje nominal de salida	6,9 Kv
Altura neta en metros	428,23	Potencia nominal	3,150 KVA
Caudal en litros/seg	800	Corriente nominal	513 A
Velocidad en rpm	900	Aislamiento rotor-estator	Clase F
Potencia en Kw	3030	Velocidad en rpm	900
Potencia en Mw	3	Potencia en Mw	2,9
Eficiencia %	90	Eficiencia %	95
		Factor de potencia	0,9

Fuente: Cortesía de la empresa Columbec

#### 4.7 Esquema del grupo de generación seleccionada

Figura 57. Esquema de turbina Pelton



Fuente: Cortesía de la empresa Columbec

## CAPÍTULO V

### 5. ANÁLISIS ECONÓMICO DEL PROYECTO

#### 5.1 Análisis económico

El análisis económico de un proyecto se realiza para orientar a la toma de decisiones en torno a la pertinencia de ejecutarlo o no, puesto que en la generación hidroeléctrica es importante para el desarrollo y para elevar el nivel de vida de una población, debe considerarse de manera adecuada su rol de soporte productivo que cumple en la economía y la función social que ayuda a desempeñar.

##### 5.1.1 Costos de inversión para la central hidroeléctrica Ulpan

**5.1.1.1 Costo de obras civiles.** A continuación se indica la descripción de cada actividad estimando sus valores, cantidades y precios para la ejecución del proyecto. Cada actividad ha sido detallada adecuadamente.

Tabla 54. Costos de las obras civiles

CAPTACION DE FONDO					
Nº	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo total
1	Limpieza y desbroce	m2	2400	1,01	2424
2	Replanteo y nivelación de obras	m2	12000	2,16	25920
3	Excavación sin clasificar de obras	m3	2340	2,33	5452,2
4	Hormigón simple $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	289,92	270	78278,4
5	Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	20294,4	1,08	2 1917,95
6	Encofrado para estructuras / 2usos	m2	248,2	14,34	3 559,18
7	Encofrado en cementado	m3	80,97	44,05	3 566,73
8	Compuerta metálica plana $b=0,8$ ; $h= 1,20$	u	1	2295	2295
9	Desaloja de material 5 km	m3	2340	5,08	11887,2
10	Rejilla de fondo (perfil I 2")	m2	9	254,25	2288,25
<b>TOTAL CAPTACIÓN</b>					<b>157 588,92</b>

Fuente: Autores

Tabla 55. Costos del túnel y canal de conducción

<b>CONDUCCION TÚNELES</b>					
<b>Nº</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Costo unitario</b>	<b>Costo total</b>
1	Replanteo y nivelación del túnel	m2	3487,47	2,16	7 532,93
2	Excavación con tuneleadora	m3	2169,21	70	151844,7
3	Desalojo volqueta, cargada a mano max 5km	m3	10846,04	5,08	55 097,88
4	Lechada Agua -Cemento	m3	883,6	20,7	18290,52
<b>CONDUCCIÓN CANALES</b>					
1	Excavación de plataforma	m3	1661,23	6,8	11296,36
2	Replanteo y nivelación del canal	m2	1491,75	2,16	3222,18
3	Excavación canales	m3	303,03	2,33	706,05
4	Desalojo volqueta, cargada equipo, max 5 km	m3	1826,04	5,08	9276,28
6	Hormigón simple $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	16,5	270	4455
7	Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	462	1,08	498,96
8	Encofrado para canal abierto / 2 usos	m2	430,8	14,34	6 177,67
9	Relleno compactado (arena)	m3	138,22	20,71	2862,53
<b>TOTAL CONDUCCIÓN</b>					<b>271 261,09</b>

Fuente: Autores

Tabla 56. Costos del desarenador

<b>DESARENADOR</b>					
<b>Nº</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Costo unitario</b>	<b>Costo total</b>
1	Excavación de plataforma	m3	1402,77	6,8	9538,84
2	Excavación desarenador	m3	513,24	2,33	1195,85
3	Desalojo volqueta, cargada 5 km	m3	1893,77	5,08	9620,35
4	Encofrado para desarenador / 2 usos	m2	1154,02	14,34	16548,65
5	Replanteo y nivelación del canal	m2	2805,56	2,16	6060,01
6	Hormigón simple $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	44,2	270	11934,00
7	Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	3094	1,08	3341,52
8	Compuerta metálica $b=0,8$ ; $h= 1,20$	u	2	2295	4590,00
<b>TOTAL DESARENADOR</b>					<b>62829,21</b>

Fuente: Autores

Tabla 57. Costos del tanque de carga

TANQUE DE CARGA					
Nº	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo total
1	Excavación de plataforma	m3	490,96	6,8	3 338,53
2	Excavación tanque de carga	m3	1402,77	2,33	3 268,45
3	Desalojo volqueta, cargada mano, max 5 km	m3	1893,74	5,08	9 620,19
4	Replanteo y nivelación	m2	801,87	2,16	1 732,04
5	Encofrado para tanque de carga / 2 usos	m2	105,8	14,34	1 517,17
6	Hormigón simple $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	24,57	270	6633,9
7	Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1064,7	1,08	1 149,88
8	Compuerta metálica plana $b=0,8$ ; $h= 1,20$	u	1	2295	2295
9	Rejilla 4,5*3 (perfil I 1")	m2	13,5	202,08	2728,08
<b>TOTAL TANQUE DE CARGA</b>					<b>32283,25</b>

Fuente: Autores

Tabla 58. Costos de la casa de máquina

CASA DE MÁQUINAS Y ACCESORIOS					
Nº	Descripción	Unidad	Cantidad	Costo unitario	Costo total
1	Excavación sin clasificar a máquina	m3	1481,09	6,51	9641,89
2	Desalojo volqueta, cargada max 5 km	m3	1481,09	5,08	7523,93
3	Replanteo y nivelación	m2	1287,9	2,16	2781,86
4	Hormigón simple $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en losa cimentación	m3	5,75	279	1604,25
5	Hormigón simple $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	6,8	337	2291,6
6	Hormigón simple $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	m3	7,5	297	2227,5
7	Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	25708,8	1,08	27765,50
8	Mampostería ladrillo mambon $e= 25 \text{ cm}$	m2	527,94	16,2	8552,62
9	Estructura de cubierta	m2	180	33,75	6075
10	Otros componentes (acabados)	m2	175	202,5	35437,5
11	Instrumentos de control, medida y protección	u	1	480	480
<b>TOTAL CASA DE MÁQUINAS</b>					<b>104 381,67</b>

Fuente: Autores

**5.1.1.2 Costo de tubería de presión.** Debido a que la tubería de presión es de acero comercial, se nos complica un poco la adquisición de la misma debido a que dicha tubería no se fabrica en el país y hay que contactarse con empresas importadoras lo que encarece un poco los costos finales. Se ha contactado con una empresa importadora que nos han enviado una cotización del diámetro de la tubería que se necesita lo cual es factible Anexo W y Anexo X. El análisis de precios se presenta a continuación.

Tabla 59. Costos de tubería de presión

<b>TUBERÍA DE PRESIÓN</b>					
<b>Nº</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Costo unitario</b>	<b>Costo total</b>
1	Excavación sin clasificar (zanja)	m3	6474,5	2,33	15085,58
2	Replanteo y nivelación	m2	6010,62	2,16	12 982,93
3	Relleno compactado	m3	5977,48	4,51	26 958,43
4	Construcción de chimenea	Global	1	500	500
5	Anclajes de tubería de presión	m3	75	230,84	17313
6	Tubería de Acero comercial D= 20 in x 6m	m	870,64	117	101864,88
7	Codo 10°	u	1	94	94
8	Codo 15°	u	2	104	208
9	Codo 30°	u	1	140	140
<b>TOTAL TUBERÍA DE PRESIÓN</b>					<b>175 146,83</b>

Fuente: Autores

**5.1.1.3 Costo de equipos electromecánicos.** Así como la tubería de presión el equipo electromecánico no se fabrica en el país por lo que hay que contactarse con los fabricantes y nos envió una cotización con los siguientes precios Anexo U y Anexo Y.

Tabla 60. Costos de equipo electromecánico

<b>Nº</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio unitario</b>	<b>Precio total</b>
1	Válvula compuerta	u	1	5200,00	5200,00
2	Válvula mariposa	u	1	1770,00	1770,00
3	Turbina Pelton- Generador	u	1	2 509 483,20	2 509 483,20
<b>TOTAL</b>					<b>2 516 453,20</b>

Fuente: Autores



El costo total del proyecto se obtiene sumando todo el costo expuesto anteriormente:

Tabla 61. Costo total de inversión para la central hidroeléctrica Ulpan

DESCRIPCIÓN	SUBTOTAL (USD)
Obras civiles	803 497,79
Equipo electromecánico	2 516 453,20
<b>TOTAL</b>	<b>3 444 460,99</b>

Fuente: Autores

Es muy importante aclarar que estos valores son referenciales debido a que los materiales y la mano de obra pueden variar en su precio unitario con el transcurso del tiempo.

## 5.2 Costos de mantenimiento

**5.2.1** *Costos de operación mensual.* Para estimar estos costos de operación mensual del sistema de generación se toma en cuenta los siguientes aspectos:

Se considera dos operadores en turnos diurno y nocturno para el sistema de generación. A continuación se detallan los rubros de operación:

Tabla 62. Costos de operación mensual

RUBRO	COSTO
Operador turno diurno	300
Operador turno nocturno	300
Equipos e implementos de seguridad	60
Gastos misceláneos	25
<b>Gastos totales mensuales</b>	<b>685</b>

Fuente: Autores

Por lo tanto los gastos anuales de operación son:  $685(12)=8220$  USD

**5.2.2** *Costos de mantenimiento anual.* Para el plan de mantenimiento del sistema se necesita anualmente solventar los costos de inspección y recambio de piezas. A continuación se detalla una lista de las posibles actividades de mantenimiento que se podría dar anualmente al sistema.

Tabla 63. Costos de mantenimiento anual

N°	Descripción	Cantidad	Costo unitario	Costo total
1	Engrasado de chumaceras cada 6 meses	1	100,00	100,00
2	Desmontaje y chequeo del generador.	1	150,00	150,00
3	Engrase cojinetes internos del generador	1	200,00	200,00
4	Cambio de retenedores		200,00	200,00
5	Mantenimiento generador (limpieza bobinas, aislamientos)	1	180,00	180,00
6	Imprevistos	1	50,00	50,00
7	Cambio de cojinetes en la turbina	2	100,00	200,00
			<b>TOTAL</b>	<b>1080,00</b>

Fuente: Autores

También es de gran importancia considerar las herramientas necesarias para el mantenimiento continuo del sistema los cuales se detallan a continuación:

Tabla 64. Costos de herramientas

Descripción	Unidad	Cantidad	Costo unitario (usd)	Costo total (usd)
Destornilladores plano y estrella	U	2	5.50	11,00
Alicate para mecánico	U	2	10.00	10,00
Martillo mecánico	U	2	7.50	15,00
Juego de llave de boca	U	1	30.00	30,00
Juego de llaves hexagonales	U	1	30.00	30,00
Rastrillo para limpieza	U	1	15.00	15,00
Pala	U	2	15.00	30,00
Extractor de rodamientos	U	1	25.00	25,00
Arco de sierra	U	1	10.00	10,00
Escalera	U	1	30.00	30,00
Machete	U	1	12.00	12,00
Linterna de mano	U	1	30.00	30,00
Tecle	U	1	350.00	350,00
waipe	U	10	10.00	10,00
			<b>TOTAL</b>	<b>608.00</b>

Fuente: Autores

Los costos de operación y mantenimiento se dan a partir del año de funcionamiento de la central hidroeléctrica Ulpan es decir del año 2 y estos son de 9 908 dólares anuales más un gradiente de 100 dólares por año.

### 5.3 Beneficios

Los beneficios que trae la instalación de la central hidroeléctrica se ven reflejados en la venta de energía que se realizara a futuro pues el vender energía propia y a bajo costo permite obtener ingresos considerables.

**5.3.1 Cálculo de la venta de energía.** La central hidroeléctrica Ulpan genera 3 MW los mismos que se venderán con la finalidad de obtener ingresos económicos para la comunidad.

Se estableció que la energía generada por la central hidroeléctrica será vendida en su totalidad desde un inicio. Asumiendo un costo de US\$ 0,04 por kW-h se puede calcular los ingresos anuales por venta de energía.

Considerando que la central genere energía las 24 horas del día, en el mes tendríamos:

24 h/día x 30 días /mes= 720 h/mes ,

Costo total de energía: 3000 KW x 720 h/mes= 2 160 000 kw-h/mes

Costo total de energía al mes 2 160 000 kw-h/mes(0,04 USD/kw-h)= 86 400 USD/mes

Costo total venta energía al año: 86 400(12)= 1 036 800 USD

### 5.4 Valor de la depreciación (ITDG, 1995)

Para determinar la depreciación del proyecto se procede utilizando la depreciación lineal en donde considera que el bien pierde su valor anualmente de manera uniforme, desde el valor inicial en el año de la instalación hasta cero en el último año de la vida útil del proyecto.

La vida útil para pequeñas centrales, del equipo electromecánico se considera de 20 años y para la obra civil 30 años.

El valor residual se determina con la siguiente ecuación:

$$VR_n = V_i - v_i \left( \frac{n}{N} \right) \quad (286)$$

Dónde:

$VR_n$  = Valor residual en el año n, en USD

$V_i$  = Valor inicial del bien en el año de su instalación

N= Vida útil del bien, (años)

n = Año en que se calcula el valor residual, (años)

Para obras civiles el valor residual será entonces:

$V_i = 803\,497,79$  USD

N= 30 años

n= 20 años

Reemplazando estos valores en la ecuación 286 se tiene:

$$VR'_{20} = 803\,497,79 - (803\,497,79) \left( \frac{20}{30} \right)$$

$$VR'_{20} = 267\,839,33 \text{ USD}$$

Para la maquinaria y equipo electromecánico el valor residual será entonces:

$V_i = 2\,509\,483,20$  USD

N= 20 años

n=19 años

$$VR''_{20} = 2\,509\,483,20 - (2\,509\,483,20) \left( \frac{19}{20} \right)$$

$$VR''_{20} = 132\,048,5 \text{ USD}$$

Para los otros valores residuales se considera solo la recuperación de tres meses de los costos operativos, en el último año de la recuperación de la central hidroeléctrica.

$$VR'''_{20} = (11\,708) \left( \frac{3}{12} \right)$$

$$VR'''_{20} = 2\,927 \text{ USD}$$

El valor residual total para el año 20 será entonces la suma de los anteriores.

$$VR_n = VR'_{20} + VR''_{20} + VR'''_{20} \quad (287)$$

$$VR_n = 267\,839,33 + 132\,048,5 + 2\,927$$

$$VR_n = 402\,814,83 \text{ USD}$$

## 5.5 Elaboración del cuadro flujo de caja (ITDG, 1995)

Este cuadro se elabora tomando en cuenta los siguientes rubros:

### Ingresos:

- Consumo de energía al valor que le representaría al tener servicio estatal
- Valor residual de la instalación y equipo

### Egresos:

- Inversiones
- Costo de operación y mantenimiento.

#### 5.5.1 Cálculo del flujo de caja interna

Tabla 65. Cálculo del flujo de caja interna proyectada para cada año de funcionamiento

Año	BENEFICIOS			COSTOS			Flujo de Caja
	Valor Energía	Valor Residual	Beneficio Total	Inversiones	Operación Mantenimiento	Costo Total	
A	B	C	D	E	F	G	H
1	0		0	3444460,9	0	3444460,9	-3 444 460,9
2	1 036 800		1 036 800		9 908	9 908	1 026 892
3	1 036 800		1 036 800		10 008	10 008	1 026 792
4	1 036 800		1 036 800		10 108	10 108	1 026 692
5	1 036 800		1 036 800		10 208	10 208	1 026 592
6	1 036 800		1 036 800		10 308	10 308	1 026 492
7	1 036 800		1 036 800		10 408	10 408	1 026 392
8	1 036 800		1 036 800		10 508	10 508	1 026 292
9	1 036 800		1 036 800		10 608	10 608	1 026 192
10	1 036 800		1 036 800		10 708	10 708	1 026 092
11	1 036 800		1 036 800		10 808	10 808	1 025 992
12	1 036 800		1 036 800		10 908	10 908	1 025 892
13	1 036 800		1 036 800		11 008	11 008	1 025 792

Tabla 65. Continuación

14	1 036 800		1 036 800		11 108	11 108	1 025 692
15	1 036 800		1 036 800		11 208	11 208	1 025 592
16	1 036 800		1 036 800		11 308	11 308	1 025 492
17	1 036 800		1 036 800		11 408	11 408	1 025 392
18	1 036 800		1 036 800		11 508	11 508	1 025 292
19	1 036 800		1 036 800		11 608	11 608	1 025 192
20	1036800	402 814,8	1 439 614,8		11 708	11 708	1 427 906,8

Fuente: Autores

## 5.6 Parámetros de evaluación económica (ITDG, 1995)

Los parámetros o indicadores de evaluación del proyecto serán: la relación beneficio costo (B/C), el valor actual neto (VAN), y la tasa interna de retorno (TIR).

**5.6.1 Cálculo de la relación beneficio – costo.** Si este cociente es mayor que 1 significa que para la tasa de descuento  $i$ , los beneficios son mayores que los costos y si es menor que 1, los costos son mayores que los beneficios.

La regla señala que debe realizarse el proyecto solo si la relación de beneficios a costos es mayor que la unidad.

Tabla 66. Cálculo relación beneficio – costo

Año	BENEFICIOS			COSTOS		
	Beneficio	Factor del Valor Actual	Beneficio Actualizado	Costo	Factor del Valor Actual	Costo Actualizado
1	0	0,8696	0	<b>3444460,99</b>	0,8696	2 995 303,27
2	1036800	0,7562	784 028,16	9908	0,7562	7 492,4296
3	1036800	0,6575	681 696	10008	0,6575	6 580,26
4	1036800	0,5718	592 842,24	10108	0,5718	5 779,7544
5	1036800	0,4972	515 496,96	10208	0,4972	5 075,4176
6	1036800	0,4323	448 208,64	10308	0,4323	4 456,1484
7	1036800	0,3759	389 733,12	10408	0,3759	3 912,3672
8	1036800	0,3269	338 929,92	10508	0,3269	3 435,0652
9	1036800	0,2843	294 762,24	10608	0,2843	3 015,8544
10	1036800	0,2472	256 296,96	10708	0,2472	2 647,0176
11	1036800	0,215	222 912	10808	0,215	2 323,72
12	1036800	0,1869	193 777,92	10908	0,1869	2 038,7052
13	1036800	0,1625	168 480	11008	0,1625	1 788,8

Tabla 66. Continuación

14	1036800	0,1413	146 499,84	11108	0,1413	1 569,5604
15	1036800	0,1229	127 422,72	11208	0,1229	1 377,4632
16	1036800	0,1069	1 10 833,92	11308	0,1069	1 208,8252
17	1036800	0,0929	96 318,72	11408	0,0929	1 059,8032
18	1036800	0,0808	83 773,44	11508	0,0808	929,8464
19	1036800	0,0703	72 887,04	11608	0,0703	816,0424
20	1439614,83	0,0611	87 960,46611	11708	0,0611	715,3588
		<b>BENEFICIO TOTAL</b>	5 612 860,306	<b>COSTO TOTAL</b>		3 051 525,71

Fuente: Autores

La tasa de descuento que se utilizó para el cálculo del VAN es del 15 % según la tasa activa de interés mostrada en el Anexo Z El cálculo de la relación beneficio/ costo está dada por:

$$R_{B-C} = \frac{\text{Valor Actual Total Beneficios}}{\text{Valor Actual Total Costos}} \quad (288)$$

$$R_{B-C} = \frac{5\,612\,860,306}{3\,051\,525,71}$$

$$R_{B-C} = 1,84$$

Ya que este cociente es mayor que la unidad significa que para la tasa de descuento  $i=15\%$ , los beneficios son mayores que los costos es decir tenemos otro indicador que el proyecto es rentable y se recupera dentro del periodo de vida útil en los primeros años la inversión

**5.6.2 Cálculo del valor actual neto.** Es la diferencia de la suma total de los beneficios actualizados, menos la suma total de los costos actualizados, a una misma tasa de descuento  $i$ .

La regla de decisión señala que el proyecto será rentable si el valor actual del flujo de beneficios netos que genera es positivo, descontando estos flujos a la tasa de descuento (interés) pertinente para la persona o grupo que realiza el proyecto.

La tasa de descuento que se utilizó para el cálculo del VAN es del 15%, según la tasa activa de interés que se muestra en el Anexo Z.

Tabla 67. Cálculo del valor actual neto

Año	Flujo de Caja	Tasa 15 %		Tasa 25 %	
		Factor del valor Actual	VAN 15 %	Factor del valor Actual	VAN 25 %
A	B	C	D	E	F
1	-3444460,9	0,8696	-2 995 303,3	0,8	-2 755 568,79
2	1026892	0,7562	776 535,73	0,64	657 210,88
3	1026792	0,6575	675 115,74	0,512	525 717,504
4	1026692	0,5718	587 062,49	0,4096	420 533,043
5	1026592	0,4972	510 421,54	0,3277	336 414,198
6	1026492	0,4323	443 752,49	0,2622	269 146,202
7	1026392	0,3759	385 820,75	0,2097	215 234,402
8	1026292	0,3269	335 494,85	0,1678	172 211,798
9	1026192	0,2843	291 746,39	0,1342	137 714,966
10	1026092	0,2472	253 649,94	0,1074	110 202,281
11	1025992	0,215	220 588,28	0,0659	67 612,8728
12	1025892	0,1869	191 739,21	0,0687	70 478,7804
13	1025792	0,1625	166 691,2	0,055	56 418,56
14	1025692	0,1413	144 930,28	0,044	45 130,448
15	1025592	0,1229	126 045,26	0,0352	36 100,8384
16	1025492	0,1069	109 625,09	0,0282	28 918,8744
17	1025392	0,0929	95 258,917	0,0225	23 071,32
18	1025292	0,0808	82 843,594	0,018	18 455,256
19	1025192	0,0703	72 070,998	0,0144	14 762,7648
20	1427906,83	0,0611	87 245,107	0,0115	16 420,9285
		<b>VAN</b>	2 561 334,6	<b>VAN</b>	-466 187,127

Fuente: Autores

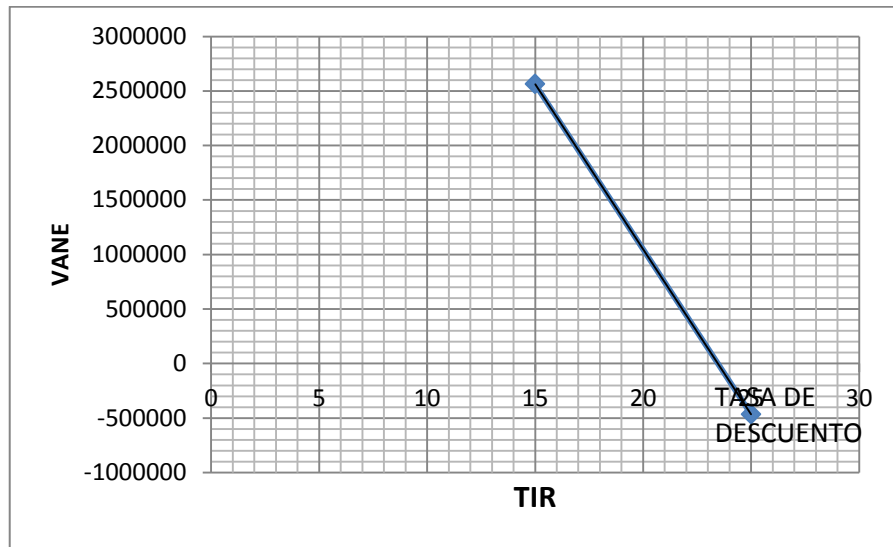
**5.6.3 Cálculo de la tasa interna de retorno.** Es la tasa de descuento (interés) que hace que la suma de todos los beneficios sea igual a la suma de todos los costos, actualizados a esta tasa de descuento.

Se deduce que si los costos son iguales a los beneficios, el proyecto solo cubrirá sus costos y no dejará ninguna utilidad o beneficio monetario .En este caso el VAN es igual a cero y la relación B/C es igual a uno.

En La Figura 58 se grafica los VAN para las tasas de descuento de 15% y 25 %, estos se unen con una línea recta en el lugar exacto donde esta recta corta al eje de la tasa de descuento, el Van es igual a cero, y se observa que el TIR =23,5%



Figura 58. Cálculo del TIR



Fuente: Autores

### 5.7 Cálculo del tiempo de la recuperación de la inversión (ITDG, 1995)

El análisis económico también tiene como objetivo determinar el número de años en que se recupera la inversión. Los valores necesarios para el cálculo de dicho tiempo se establece en una amortización de energía vendida de 1 036 800 USD y un valor futuro a igualar de 3 444 460,99 USD que es el monto total de la inversión.

Aplicando la ecuación se despeja el factor del valor futuro.

$$F = A \left( \frac{F}{A}, i, n \right) \quad (289)$$

$$3\,444\,460,99 = 1\,036\,800 \left( \frac{F}{A}, i, n \right)$$

$$\left( \frac{F}{A}, i, n \right) = 3.5$$

Como en la práctica en el primer año no entra en funcionamiento regular el sistema se incrementa un año más al tiempo obtenido anteriormente entonces es 4,5 años.

## **CAPÍTULO VI**

### **6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **6.1 Conclusiones**

El costo final de la central hidroeléctrica Ulpan es de 3 44 460,99 USD entre obra civil, tubería de presión, equipo electromecánico.

Mediante el estudio económico se ha llegado a la conclusión de que es factible la construcción de la central hidroeléctrica Ulpan ya que la tasa interna de retorno es mayor que la tasa de interés en el país.

De acuerdo al análisis económico realizado se ha podido determinar el costo del kw-h generado el cual es de 4 centavos de dólar.

La diferencia de alturas entre el tanque de presión y la casa de máquinas es de 870.64 m y el caudal final es de 0,8 m<sup>3</sup>/s, gracias a estos parámetros se pudo obtener una potencia generada de 2,9 MW en los bordes del generador.

En la tubería de presión se ha propuesto la de un acero comercial debido a la altura y el caudal que tiene porque otros materiales no soportan.

Debido al caudal y la altura se selecciona un tipo de turbina Pelton de dos inyectores la cual resulta la más apropiada para estas condiciones de diseño y funcionamiento.

La micro generación de energía hidroeléctrica es una buena alternativa para países en vías de desarrollo que cuentan con un gran potencial de altura y caudal como el nuestro, donde en muchos lugares no se encuentra energía por estar en sectores aislados.

Se han completado los trabajos de posicionamiento y levantamiento Topográficos requeridos para los estudios de factibilidad, con el fin de obtener datos reales para el mejor estudio de diseño y cálculo y de una alternativa adecuada de la central hidroeléctrica.

Debido a los cálculos realizados se puede estimar que el costo del kilovatio generado de la central hidroeléctrica Ulpan es de 1 148.15 USD/kw.

## **6.2 Recomendaciones**

Instalar y dar mantenimiento a todo el equipo electromecánico con la empresa proveedora del mismo, que para este proyecto es la empresa COLUMBEC.

Cubrir de pintura anticorrosiva la tubería de presión, ya que esta se encuentra sometida a condiciones ambientales como el sol, agua y aire, podrían oxidarse.

Enlucir las paredes internas de la bocatoma, desarenador y el tanque de presión para evitar el rozamiento de piedras y del agua.

Seguir las instrucciones del plan de mantenimiento para un mejor funcionamiento de la central hidroeléctrica Ulpan a fin de prevenir daños en equipos y obras civiles y así evitar costos de reparación posterior y parada en la producción.

Realizar un estudio técnico de rocas y suelos donde van a ir ubicadas todas las partes de la obra antes de cualquier construcción.

## **BIBLIOGRAFÍA**

**ARAQUE, Juan. 2011.** "Diseñar, construir e instalar una Pico central Hidroeléctrica en el Parque Nacional de los Llanganates". Cotopaxi : Facultad de Mecánica Espoch, (Tesis).

**ENCINAS, M. 1975.** Turbo Máquinas Hidráulicas - Principios Fundamentales. México : Limusa, págs. 130-134.

**GAD. 2010.** Investigacion del canton Chambo.

**HIDROBO, Fausto. 2011.** "Diseño de un sistema de turbo bombeo y riego por aspersión en la comunidad de San Francisco de Cunuguachay". Riobamba : Facultad de Mecánica Espoch, (Tesis).

**IDACOCHEA, Joseph. 1988.** Diseño de Centrales Hidroeléctricas. México : Harla.

**INEA. 1997.** Guía de Diseño de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. [Citado el: 16 de 11 de 2012] <http://www.guia%20de%20diseno%20para%20pequenas%20centrales>.

**INEC. 2010.** [En línea] 2010. [Citado el: 17 de 11 de 2012.] <http://www.inec.gob.ec>.

Instituto Nacional de Metereologia e Hidrologia. [Citado el: 20 de 11 de 2012.] <http://www.inamhi.gob.ec/>.

**ITDG. 1995.** Manual de Mini y Micro centrales Hidráulicas. Perú.

**KROCHIN, J. 1968.** Diseño hidráulico. Universitaria.

**MATAIX, Claudio. 1987.** Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas. 2da. México : Harla. págs. 113,175,194,195,206,486,493,.

**MCDONALD. 1988.** Mecánica de Fluidos . México : Harla.

**OLADE. 1988.** Estandarización y Fabricación de Equipos para Pequeñas Centrales Hidroeléctricas-Turbinas Pelton. Lima : Asociacion Grafica Educativa. págs. 7-10,12,16-19,25.

**ORTIZ, Ramiro. 2011.** Pequeñas Centrales Hidroeléctricas. Bogotá : McGraw-Hill. págs. 135,141,204,205-209,238-271.

**SHIGLEY, Joseph. 1998.** Diseño de Ingeniería Mecánica. 5ta. México : McGraw-Hill. págs. 198-200.

**TIMOSHENKO, G. 1986.** Mecánica de Materiales. 2da. México : Iberoamérica.  
pág. 253.

**WIKIPEDIA.** [En línea] 13 de 09 de 2012. [Citado el: 20 de 11 de 2012.]  
[http://www.es.wikipedia.org/wiki/Provincia\\_de\\_Chimborazo](http://www.es.wikipedia.org/wiki/Provincia_de_Chimborazo).

**ANEXOS**

**PLANOS**